

MODELAÇÃO LABORATORIAL DE UMA ESTRUTURA ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

DIOGO JÚLIO DA SILVA FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS E
AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Fernando F. Machado Veloso Gomes

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor

À minha família e a todos que sempre me acompanharam

There can be no progression without head-on confrontation

Cristopher Hitchens

AGRADECIMENTOS

Ao longo da elaboração da presente dissertação, foram muitas as pessoas que me ajudaram de forma a concluí-la com o maior sucesso possível e, por tal, deixo nesta página os meus profundos e sinceros agradecimentos a todos eles.

Em primeiro lugar, ao meu orientador, o Professor Doutor Francisco Veloso Gomes, pela sua transmissão de conhecimento, apoio e disponibilidade, os quais foram valiosos para a realização da dissertação, tornando-a mais rica, agradável e desafiadora.

Aos senhores Luís Pinto, António Sousa e José Rocha, que incansavelmente me ajudaram na construção do modelo físico, sendo que sem eles tal teria sido muito mais moroso e difícil.

À Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes e ao Engenheiro David Carlos, pela prontidão e disponibilidade em oferecer as telas em geossintéticos, necessárias para o modelo físico.

À Geosin, representante da TenCate em Portugal, pela cedência dos cilindros de geossintéticos utilizados no modelo físico.

Ao projeto ScourCoast – Avaliação dos níveis de segurança associados a erosões localizadas devidas a geossistemas utilizados para controlo da erosão costeira na costa Portuguesa, PTDC/ECM/122760/2010, financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC) e cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do COMPETE – Programa Operacional Factores de Competitividade (POFC), pelo apoio financeiro para realização do modelo físico.

À Professora Doutora Luciana das Neves pela sua ajuda quanto aos elementos técnicos na sala de comando, assim como ao Professor Doutor Paulo Santos, pela sua ajuda e esclarecimento de algumas dúvidas ao longo da dissertação.

Ao Sr. Engenheiro Guilherme Paredes, pela transmissão do seu conhecimento sobre os softwares informáticos, o que foi preponderante para a realização do modelo físico, assim como a sua disponibilidade.

À D. Esmeralda Miguel e D. Paula Pinto, que muito me apoiaram e motivaram ao longo desta dissertação e que me ajudaram sempre que foi preciso.

A toda a minha família, que sempre esteve comigo ao longo da dissertação, garantindo todas as condições para trabalhar e que incentivou ao longo de todo o meu percurso académico, inclusive nos meus momentos menos bons.

Ao Francisco Vilaça, Crina Stefania e ao Tiago Faria, amigos que sempre me apoiaram e que foram fundamentais para esta dissertação, oferecendo o seu tempo pessoal para me ajudar.

A todos os meus amigos que me acompanharam ao longo destes anos na faculdade, pela disponibilidade que sempre demonstraram em me ajudar, motivação oferecida e preocupação perante momentos menos positivos, um enorme obrigado.

RESUMO

Com os movimentos da população para as regiões costeiras, houve a necessidade de aumentar as infraestruturas e edificações, ocupando, muitas vezes, territórios vulneráveis situados ao longo da linha de costa e suscetíveis aos fenómenos erosivos, aumentando o risco de danificação das estruturas. Para contrariar tais efeitos negativos têm sido realizadas várias intervenções de defesa costeira, muitas delas utilizando betão e enrocamento.

No entanto, nas últimas décadas têm sido aplicadas novas soluções de engenharia costeira de carácter “soft”, para tentar controlar os fenómenos erosivos na costa, de modo a mitigar alguns dos efeitos negativos, que uma solução tradicional possa trazer. Falamos do recurso a materiais geossintéticos, como cilindros, sacos e os contentores, sendo a areia, ou outro material granular, confinada no geotêxtil.

Por se tratar de uma intervenção com um menor custo de investimento, maior facilidade construtiva e de remoção e menor impacte ambiental, torna o seu uso bastante apetecível, não obstante existir ainda um défice quanto ao dimensionamento e avaliação do seu comportamento, num longo prazo. A eficácia, em termos comparativos, poderá ser menor ou mesmo reduzida, pelo que, esta avaliação necessita de ser equacionada.

A presente dissertação visa obter informações sobre esta temática, designadamente, sobre os cilindros de geossintéticos, procurando antever o seu comportamento num caso prático, como um elemento reforçador de uma duna. Baseia-se num caso real de aplicação na costa noroeste portuguesa, nomeadamente na praia de Moledo do Minho.

A praia de Moledo do Minho tem mostrado nos últimos anos uma tendência para regredir, tanto ao nível do cordão dunar como do perfil transversal da praia, em especial no inverno, durante a época de marés vivas. Há uma necessidade urgente de intervir para se proteger não só o património natural das dunas, como também as edificações nas zonas adjacentes. Foi projetada uma solução com cilindros de geossintéticos que deveria ter sido executada após do inverno de 2011, mas que, só agora, se encontra em fase de arranque.

Para estudar o comportamento dos cilindros de geossintéticos, procedeu-se a uma modelação física de uma das secções mais estreitas da secção transversal da praia existente. Foram efetuadas no modelo laboratorial três séries de ensaios no tanque de ondas da FEUP, para o nível de água mais desfavorável (PMAV) e para as condições de agitação tipificadas como as mais frequentes na costa noroeste portuguesa. O modelo foi constituído simulando três zonas distintas, o que permitia uma análise comparativa de três diferentes soluções em simultâneo: a secção com o cilindro prevista no projeto; uma secção com um cilindro alternativo de menores dimensões e uma secção sem qualquer dispositivo de defesa costeira.

Com os resultados obtidos, ficou demonstrado que é preciso intervir no local, correndo-se o risco de, se nada for feito, o cordão dunar poder vir a sofrer danos irreparáveis, fazendo com que as habitações adjacentes fiquem expostas a um maior nível de agitação marítima.

PALAVRAS-CHAVE: Cilindros de Geossintéticos, Defesa costeira, Modelação Física, Moledo do Minho, Estruturas “soft”

ABSTRACT

The spread of the population in coastal areas has led to the necessity of more essential services and development of infrastructures. This occurs in most of the cases, in the shoreline land increasing its vulnerability due to the effects of erosion. As a consequence, the likelihood to damage such structures raises. In order to minimize these negative effects, different coastal solution were created, most of them, with the use of concrete and riprap.

In the last few decades' new applications, known as "soft structures", were applied to prevent the negative effects of erosion on the coast and to mitigate the problems that a traditional solution carries with it. An example of such structure is the use of a geosynthetic material, like cylinders, bags or containers, that are filled with sand or another granular material.

The fact that this kind of structure offers a low investment cost, a better installation process, the ease of removal, if necessary, and the minimal environmental impact, makes it a better choice for coastal defense. Although, this structure do not present a very explicit design method and its long term behavior is unpredictable. In some cases, a comparative evaluation of all coastal defense applications is crucial to evaluate its efficacy.

This dissertation aims for the development of information in relation to this subject. It specifically focus on the cylinders and the anticipation of its reaction on a practical study as reinforcement in a dunar system on Moledo do Minho beach in the Northwest coast of Portugal.

The Moledo do Minho's beach has shown, in the past few years, a tendency to decrease in its beach profile and its dunar system, mostly in the winter season during times of high tides. For that reason there is a need to protect the natural heritage of the dunes and the dwelling areas. After the high tides of 2011 winter season, was designed a geossynthetic cylinders solution, which should proceed immediately after, but only now its construction begins.

To study the geosynthetics cylinders behavior, was built a physical model of one of the narrowest section of Moledo do Minho's beach. On the same model were made, in FEUP's wave tank, three series of tests for the worst water level scenario (high water level) and typical wave climate of the Portuguese northwest coast. The model was built to create three distinct zones and provide a comparative analysis of three solutions at the same time: One section with the designed cylinder from execution project; Second section with an alternative cylinder, with lower dimensions; Third section without any kind of protection.

The tests results show that is urgent to intervene in order to protect the natural area. If this problem is not solved the dunar system and the dwelling areas could suffer irreparable damages.

KEYWORDS: Geosynthetics Cylinders, Coastal Defence, Physical Modelling, Moledo do Minho, "soft" Structure

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO ESPACIAL DA DISSERTAÇÃO	3
2. APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS	5
2.1. ENQUADRAMENTO	5
2.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O USO DE GEOSSINTÉTICOS	8
2.3. DIVERSIFICAÇÃO DO USO DE GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA COSTEIRA	9
2.3.1. ENQUADRAMENTO	9
2.3.2. GEOSSINTÉTICOS COMO FILTROS EM REVESTIMENTOS E CAMADAS DE PROTEÇÃO	11
2.3.3. ELEMENTOS ENCAPSULADOS PREENCHIDOS COM AREIA	13
2.3.3.1. Sacos em Geotêxtil	13
2.3.3.2. Contentores em Geotêxtil	17
2.4. CILINDROS EM GEOTÊXIL	20
2.4.1. ENQUADRAMENTO	20
2.4.2. PROCEDIMENTO DE INSTALAÇÃO	21
2.4.2.1. Capacidade e Velocidade de Bombagem	23
2.4.2.2. Material de Enchimento	24
2.4.3. DIMENSIONAMENTO	26
2.4.4. MECANISMOS DE RUTURA E CONSIDERAÇÕES SOBRE A SEGURANÇA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS.	29
2.4.5. OUTROS ASPETOS NO DIMENSIONAMENTO	30
2.4.5.1. Força de tensão requerida	30
2.4.5.2. Estabilidade sob a ação das ondas	32
2.4.5.3. Estabilidade sob a ação de correntes marítimas sob o topo da estrutura	33
2.4.6. PREVENÇÃO DA EROSÃO NUMA ESTRUTURA ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS	33
2.5. EXPERIÊNCIA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS	35

2.5.1. ENQUADRAMENTO	35
2.5.2. EXPERIÊNCIA PORTUGUESA	35
2.5.2.1. Praia da Falésia - Albufeira	35
2.5.2.2. Praia da Leirosa	38
2.5.3. EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL	42
2.5.3.1. Praias a norte da costa de Yucatán - México	42
2.5.3.2. Bald Head Island - Estados Unidos da América	46
2.5.3.3. Amywaj Island - Bahrain.....	47

3. CASO DE ESTUDO: MOLEDO DO MINHO

51

3.1. ENQUADRAMENTO

51

3.2. EVOLUÇÃO DA ZONA DE INTERVENÇÃO

55

3.2.1. ENQUADRAMENTO

55

3.2.2. IMAGEM SATÉLITE DATADA 16/10/2001

55

3.2.3. IMAGEM SATÉLITE DATADA 8/5/2003

56

3.2.4. IMAGEM SATÉLITE DATADA 21/5/2004

57

3.2.5. IMAGEM SATÉLITE DATADA 30/10/2006

58

3.2.6. IMAGEM SATÉLITE DATADA 19/9/2010

59

3.2.7. SITUAÇÃO NO INVERNO DE 2010/2011

60

3.2.8. SITUAÇÃO NO OUTONO DE 2013.....

62

3.2.9. SITUAÇÃO NO INVERNO 2013/2014

66

3.2.10. EVOLUÇÃO DO CORDÃO DUNAR 2001/2014.....

68

3.3. SOLUÇÃO PROPOSTA E OUTRAS INTERVENÇÕES NO LOCAL

70

3.3.1. ENQUADRAMENTO

70

3.3.2. RECONSTITUIÇÃO DO CORDÃO DUNAR.....

70

3.3.3. OUTRAS INTERVENÇÕES NO LOCAL

72

3.3.3.1. Tamponamento do topo norte da estrutura aderente

72

3.3.3.2. Ripagens na Areia

73

3.3.4. LISTAGEM DE ALGUNS ELEMENTOS DO PROJETO DE EXECUÇÃO

73

3.4. CONSIDERAÇÃO FINAL

75

4. TRABALHO EXPERIMENTAL

77

4.1. ENQUADRAMENTO

77

4.2. OBJETIVOS	77
4.3. INSTRUMENTAÇÃO E MATERIAL UTILIZADO	78
4.3.1. TANQUE DE ONDAS	78
4.3.2. SISTEMA DE GERAÇÃO DAS ONDAS	79
4.3.3. SALA DE CONTROLO	80
4.3.4. SONDAS DE NÍVEIS HIDRODINÂMICOS	81
4.3.5. CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS	81
4.4. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS NO PROTÓTIPO	83
4.5. SEMELHANÇA	85
4.5.1. CRITÉRIO DE SEMELHANÇA ADOTADO	85
4.5.2. MODELO DISTORCIDO E MODELO NÃO DISTORCIDO	87
4.6. MORFOLOGIA DO MODELO	88
4.6.1. ESCALA	88
4.6.2. CARACTERÍSTICAS DO MODELO	89
4.6.3. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS DO MODELO	92
4.7. PLANIFICAÇÃO DOS ENSAIOS	93
4.8. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	95
4.9. ANÁLISE E DESCRIÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS AO LONGO DOS ENSAIOS	100
4.9.1. ENSAIO Nº1	101
4.9.2. ENSAIO Nº2	111
4.9.3. ENSAIO Nº3	118
4.9.4. PLAUSÍVEIS ERROS DURANTE A REALIZAÇÃO DO MODELO	124
5. APRECIÇÃO FINAL	127
BIBLIOGRAFIA	129
ANEXO 1	135
ANEXO 2	139
ANEXO 3	141
ANEXO 4	143

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esporões no Furadouro	6
Figura 2.2 - Campo de Esporões em Quarteira	6
Figura 2.3 – Paredão na Praia da Granja	7
Figura 2.4 - Quebramar Destacado na Praia da Águda.....	7
Figura 2.5 – Alimentação Artificial com areias dragadas em Portimão	8
Figura 2.6 - Alguns conceitos do uso de Elementos geotêxtil encapsulados com areia	10
Figura 2.7 – Colocação de um filtro em geotêxtil.....	12
Figura 2.8 - – Sequência alusiva ao uso de sacos em geotêxtil.....	14
Figura 2.9 – Esporão realizado com sacos em geotêxtil em Saimpem, Angola.....	15
Figura 2.10 - Instalação de uma estrutura em sacos em geotêxtil, Waihi Beach, Nova Zelândia	15
Figura 2.11 – Aspeto final da estrutura em sacos de geotêxtil em Waihi Beach, Nova Zelândia	15
Figura 2.12 - Instalação de um esporão no Porto de Clifton Springs, Victoria, Austrália	16
Figura 2.13 – Narrowneck artificial reef, Gold Coast, Austrália	17
Figura 2.14 - Outra perspetiva do Narrowneck artificial reef	18
Figura 2.15 – Barcaça utilizada e o lançamento do contentor em geotêxtil	18
Figura 2.16 - Aplicação em contentores confinados com areia	19
Figura 2.17 – Típico Cilindro em Geossintéticos	20
Figura 2.18 - Aplicação de um cilindro em geossintéticos numa estrutura costeira.....	20
Figura 2.19 – Bombagem de um cilindro em geotêxtil.....	22
Figura 2.20 - Equipamento para conter o cilindro em geossintéticos	22
Figura 2.21 – Equipamento de Bombagem	23
Figura 2.22 - Sequência iterativa para a conceção de um elemento em geotêxtil encapsulado	26
Figura 2.23 – Estimativa inicial dos elementos de um cilindro em geotêxtil.....	28
Figura 2.24 - Cálculo das dimensões do cilindro, em função da percentagem de enchimento, num cilindro acima do nível da água.....	31
Figura 2.25 – Cálculo das dimensões do cilindro, em função da percentagem de enchimento, num cilindro abaixo do nível da água.....	31
Figura 2.26 – Força teórica de tensão necessária ao geotêxtil	32
Figura 2.27 – Erosão no pé de uma estrutura em cilindros de geossintéticos	34
Figura 2.28 – Visualização de um “apron” numa intervenção no Monte de Santa Helena nos Estados Unidos da América	34
Figura 2.29 – Planta do projeto realizado em cilindros de geossintéticos, no Pine Cliff Resort na Praia da Falésia, Albufeira.....	35

Figura 2.30 – Procedimento de instalação de um cilindro no Pine Cliff Resort, Albufeira.....	37
Figura 2.31 – Estado atual da instalação, datado de 27/05/2014.....	37
Figura 2.32 – Primeira Intervenção em Leirosa, datado de Março de 2000.....	48
Figura 2.33 – Tela em geossintético usada na segunda Intervenção em Leirosa, datado de Fevereiro de 2005.....	39
Figura 2.34 – Estado da estrutura em geossintéticos em Abril de 2006	40
Figura 2.35 – Perfil transversal tipo da solução definitiva.....	40
Figura 2.36 – Sequência construtiva dos cilindros de geossintéticos em Leirosa, datado de Julho a Agosto de 2008	41
Figura 2.37 – Aspeto do cordão dunar da Leirosa, em Fevereiro de 2013	42
Figura 2.38 – Situação inicial, em condições deploráveis, em 2002	43
Figura 2.39 – Esquema em perspetiva do futuro perfil transversal resultante da diminuição da energia da onda incidente	43
Figura 2.40 – Enchimento dos Cilindros, recorrendo a uma tremonha	44
Figura 2.41 – Enchimento dos cilindros, recorrendo a bombagem da mistura de areia e água, proveniente dos bancos de areia	45
Figura 2.42 – Aspeto final, numa determinada secção, da solução	46
Figura 2.43 – Comparação antes e após a instalação da estrutura, fotografias com 2 anos de diferença.....	46
Figura 2.44 – Breve sequência na construção do campo de esporões em Bald Head Island	47
Figura 2.45 – Perfil do Quebramar destacado utilizado.....	48
Figura 2.46 – Posição dos cilindros ao longo do perímetro da ilha	48
Figura 2.47 – Pequena sequência alusiva a criação da ilha Amwaj.....	49
Figura 3.1 – Posição de Moledo do Minho, na costa noroeste Portuguesa	51
Figura 3.2 – Localização de Moledo do Minho, face a embocadura do rio Minho	52
Figura 3.3 – Secção Transversal da estrutura transversal aderente segundo o projeto de 1941	52
Figura 3.4 – Fotografia satélite representado as construções acima mencionadas.....	53
Figura 3.5 – Ilha de Ínsua.....	54
Figura 3.6 – Imagem satélite da zona de intervenção, focando essencialmente na sua posição face a aldeia de Moledo do Minho	55
Figura 3.7 – Imagem de satélite datada de 16/10/2001 da zona de intervenção	56
Figura 3.8 – Imagem de satélite, datada de 8/5/2003 da zona de intervenção	57
Figura 3.9 – Imagem de satélite, datada de 21/5/2004 da zona de intervenção	58
Figura 3.10 – Imagem de satélite, datada de 30/10/2006 da zona de intervenção	59
Figura 3.11 – Imagem de satélite, datada de 19/9/2010 da zona de intervenção	60

Figura 3.12 – Aproximação das ondas, à arriba dunar junto ao moinho (Adaptado de um vídeo sobre a forte ondulação datado de 19/2/2011)	60
Figura 3.13 – Destroços de um passadiço (Adaptado de um vídeo sobre a forte ondulação, datado de 19/2/2011)	61
Figura 3.14 – Intervenção com enrocamento, datado de 4/03/2011	61
Figura 3.15 – Vista para Sul, a partir do moinho, datado de 4/3/2011	62
Figura 3.16 – Estado do cordão dunar, datado de 4/3/2011	62
Figura 3.17 – Estado do cordão dunar, datado de 23/11/2013, na secção a norte do moinho.....	63
Figura 3.18 – Estado do enrocamento na zona do moinho, datado de 23/11/2013.....	63
Figura 3.19 – Vista para Sul, a partir de uma secção intermédia da zona de intervenção, datada de 23/11/2013.....	64
Figura 3.20 – Entrada indevida na zona de intervenção, datada de 23/11/2013	65
Figura 3.21 – Paliçadas, datado de 23/11/2013	65
Figura 3.22 – Estado do cordão dunar, na secção a norte do moinho, datada de 12/02/2014.....	66
Figura 3.23 – Estado do enrocamento da secção a frente do moinho, datada de 12/02/2014.....	66
Figura 3.24 – Vista a Sul a partir do moinho, datada de 12/02/2014.....	67
Figura 3.25 – Estado do cordão dunar, junto ao paredão, datada de 12/02/2014	67
Figura 3.26 – Estado das paliçadas, datado de 12/02/2014.....	68
Figura 3.27 – Pontos de Referência, Adaptado Google Earth 2014.....	69
Figura 3.28 – Estado do extremo norte da estrutura aderente datada de 23/11/2013.....	72
Figura 3.29 – Estado do extremo norte da estrutura aderente, datada de 12/02/2014.....	73
Figura 4.1 – Imagem do Tanque de ondas, antes do início dos ensaios	79
Figura 4.2 – Conjunto de Batedores do sistema de Geração de Ondas HR Wallingford.....	80
Figura 4.3 – Sala de Comando, adjacente ao tanque de ondas.....	81
Figura 4.4 – Conjunto de Sondas, medidores de níveis hidrodinâmicos, utilizadas no ensaio	81
Figura 4.5 – Cilindros de geossintéticos, usados na atividade laboratorial	82
Figura 4.6 – Perfil tipo, do modelo ensaiado.....	89
Figura 4.7 – Planta do tanque de ondas da FEUP	89
Figura 4.8 – Viabilidade da execução dos estados de agitação.....	93
Figura 4.9 – Aspeto inicial do perfil, previamente ao ensaio nº1	95
Figura 4.10 – Revestimento do enrocamento da praia dissipadora, recorrendo a geossintéticos	96
Figura 4.11 – Cércea a servir como guia para a execução do modelo	97
Figura 4.12 – Barreira na parte oposta a zona de exposição do cordão dunar.....	98
Figura 4.13 – Reforço da barreira	98

Figura 4.14 – Transporte da areia para o local de construção do modelo	99
Figura 4.15 – Perfil final do modelo, prévio ao ensaio 1, durante a fase de enchimento	99
Figura 4.16 – Colocação da sonda, medidora dos níveis hidrodinâmicos, perto do sistema de geração	100
Figura 4.17 – Tabela de Calibração obtida, após o ensaio 3	100
Figura 4.18 – Ilustração representativa das 3 secções em estudo.....	101
Figura 4.19 – Perfil inicial, antes do ensaio nº 1	102
Figura 4.20 – Procedimento inicial, no programa <i>HR Wave Maker</i> para o princípio da geração das ondas	102
Figura 4.21 – Fenómeno de espraçamento, nos momentos iniciais do ensaio nº 1 na secção A	103
Figura 4.22 – Arriba de erosão do pé de talude de recobrimento, na Secção B	103
Figura 4.23 – Situação na Secção C numa fase inicial do ensaio nº1	104
Figura 4.24 – Infraescavação na base do cilindro 1, na secção A	105
Figura 4.25 – Primeiro momento de visualização do cilindro 2, na secção B	105
Figura 4.26 – Alinhamento das secções A e B	106
Figura 4.27 – Efeito localizado, na secção B-C	106
Figura 4.28 – Fissuração na areia do topo do cilindro 1, na secção A	107
Figura 4.29 – Evolução na instabilidade por rolamento do cilindro 1 na secção A	108
Figura 4.30 – Estado da Secção B nos 20 minutos de ensaio	108
Figura 4.31 – Aspeto final da Secção A, após a conclusão do primeiro ensaio	109
Figura 4.32 – Imagem final da Secção B, após a realização do ensaio 1	109
Figura 4.33 – Fotografia lateral, ilustrativa do aspeto final da Secção C	110
Figura 4.34 – Aspeto final do modelo, após a conclusão do ensaio 1	110
Figura 4.35 – Aspeto inicial do perfil para a realização do ensaio nº2	111
Figura 4.36 – Diferença no perfil-tipo da praia, aquando a execução do ensaio nº2	112
Figura 4.37 – Procedimento inicial, no programa <i>HR Wave Maker</i> para o princípio da geração das ondas, para a realização do ensaio nº2	112
Figura 4.38 – Estado do cilindro 1, na secção A, no instante inicial do ensaio nº2	113
Figura 4.39 – Estado das secções B e C, no instante inicial do ensaio nº2	113
Figura 4.40 – Evolução do ensaio nº2, após 2 minutos do seu início	114
Figura 4.41 – Estado do modelo físico durante o ensaio nº2, após 4 minutos do seu início	115
Figura 4.42 – Estado do modelo físico durante o ensaio nº2, após 10 minutos do seu início	116
Figura 4.43 – Estado final após o ensaio nº2, na secção A.....	116
Figura 4.44 – Estado após o ensaio nº2, na secção B	117

Figura 4.45 – Estado após o ensaio nº2, na secção C, numa fase de esvaziamento do tanque de ondas	117
Figura 4.46 – Trabalho de reperfilização.....	118
Figura 4.47 – Modelo Físico antes da realização do ensaio nº3	118
Figura 4.48 – Introdução dos dados, no programa <i>HR Wave Maker</i> para realização do ensaio nº3	119
Figura 4.49 – Posicionamento do cilindro 1, nos instantes iniciais do ensaio nº3	119
Figura 4.50 – Secção B, no 1º momento de averiguação no ensaio nº3.....	120
Figura 4.51 – Pé da duna, na secção C, afetado pela agitação marítima nos instantes iniciais do ensaio nº3.	120
Figura 4.52 – Secções B e C, no 10º minuto durante o ensaio nº3	121
Figura 4.53 – Secção B, durante o meio-termo do ensaio nº3.....	121
Figura 4.54 – Instabilidade do pé de talude, durante o ensaio nº3, na secção C	122
Figura 4.55 – Propagação da instabilidade na secção C, no ensaio nº3	122
Figura 4.56 – Situação final em A, após o ensaio nº3	123
Figura 4.57 – Situação final após a realização do ensaio nº3, na secção B.....	123
Figura 4.58 – Situação Final na secção C, após a realização do ensaio nº3	123
Figura 4.59 – Efeito barreira durante o ensaio nº3, no modelo físico	125

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Velocidade crítica de bombagem em função do diâmetro do tubo e do tipo de areia. Adaptado, Bezuijen e Vastenburg, 2013.....	24
Tabela 2.2 - Capacidade de bombagem em função do diâmetro do tubo e do tipo de areia, para as diferentes velocidades de bombagem, para um rácio de 1:5 Adaptado, Bezuijen e Vastenburg, 2013.....	24
Tabela 2.3 – Dimensões e forma do cilindro em geotêxtil para várias percentagens de enchimento. Adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013.....	29
Tabela 3.1 - Distâncias entre os pontos fixos de referência e a crista da arriba da duna, em metros..	69
Tabela 3.2 – Diferenças entre distâncias, em metros.....	70
Tabela 4.1 - Representação Sumária da análise estatística de Coelho, 2005, adaptado de Neves, 2011.....	84
Tabela 4.2 – Nº de ocorrências em cada quadrante, durante o tempo de registo, adaptado Coelho, 2005.....	85
Tabela 4.3 - Síntese dos parâmetros hidrodinâmicas no Protótipo	85
Tabela 4.4 – Definição das escalas	88
Tabela 4.5 - Comprimento, à escala, da estrutura aderente	90
Tabela 4.6 – Comprimento do modelo na Atividade Laboratorial	90
Tabela 4.7 - Comprimento do perfil da Praia a uma escala de 1/21	91
Tabela 4.8 - Altura do cordão dunar	91
Tabela 4.9 – Condições Hidrodinâmicas no Protótipo e no Modelo	92
Tabela 4.10 – Resumo do plano de ensaios.....	94

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

SÍMBOLOS

LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

B – base do Cilindro [m]

C – Carga admissível sob a estrutura [kN/m]

C_u – Coeficiente de uniformidade [-]

D_{méd} – diâmetro médio dos grãos de areia [mm]

D_k – espessura efetiva do cilindro [m]

D_n – diâmetro nominal do cilindro [m]

D₁₀ – diâmetro pelo qual passa 10% dos grãos de areia [mm]

D₂₀ – diâmetro pelo qual passa 20% dos grãos de areia [mm]

D₃₀ – diâmetro pelo qual passa 30% dos grãos de areia [mm]

D₄₀ – diâmetro pelo qual passa 40% dos grãos de areia [mm]

D₅₀ – diâmetro pelo qual passa 50% dos grãos de areia [mm]

D₆₀ – diâmetro pelo qual passa 60% dos grãos de areia [mm]

D₇₀ – diâmetro pelo qual passa 70% dos grãos de areia [mm]

D₈₀ – diâmetro pelo qual passa 80% dos grãos de areia [mm]

D₉₀ – diâmetro pelo qual passa 90% dos grãos de areia [mm]

F – fator de segurança sob ação das correntes [-]

L – comprimento de onda [m]

H – altura do cilindro [m]

H_s – altura significativa da onda [m]

O₉₀ – tamanho dos poros do geotêxtil, para qual corresponde D₉₀ no geotêxtil [mm]

R – raio teórico da circunferência do cilindro com uma percentagem de enchimento de 100% [-]

S – carga aplicada na estrutura [kN/m]

T – força de tensão no geotêxtil [kN/m]

T_p – período de pico [s]

X – fator de forma [-]

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

b – largura estimada do cilindro [m]

c – concentração de areia na mistura inicial [m³/m³]

d – profundidade do nível de água [m]

f – percentagem de enchimento do cilindro [-]
g – aceleração da gravidade [m^2/s]
h – altura estimada do cilindro [m]
l – comprimento do cilindro [m]
n – porosidade do material de enchimento [-]
p – pressão exercida pelo material de enchimento [Kn/m^2]
r – raio de curvatura num ponto aleatório do geotêxtil [m]
 v_{sed} – velocidade de sedimentação [m/s]

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ – densidade relativa do material de enchimento [-]
 Δ_n – densidade relativa do cilindro [-]
 Δ_t – tempo de duração do ensaio [min]
X – fator corretivo referente ao galgamento da estrutura [-]

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

β – ângulo da fundação do cilindro [$^\circ$]
 γ – fator de segurança associado a segurança dos cilindros [-]
 ξ – número de Ibarren [-]
 θ – ângulo de incidência da onda [$^\circ$]
 ρ' – peso volúmico relativo do cilindro [-]
 ϕ – coeficiente de atrito entre o cilindro e a base [-]
 ϕ_{tubo} – diâmetro do tubo de enchimento [m]
 μ_{cr} – velocidade crítica do fluxo de água [m/s]
 ν – viscosidade cinemática da água [m^2/s]
 ω_0 – velocidade de queda de um grão singular [m/s]

ACRÓNIMOS

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
IGESPAR – Instituto de Gestão do Património Arquitetónico e Arqueológico
NMAM – Nível Médio das Águas do Mar
N – Norte
NW – Noroeste

POOC – Plano de Ordenamento da Orla Costeira

PMAV – Preia-Mar de Águas Vivas

S – Sul

SW – Sudoeste

W –Oeste

WNW – Oeste-Noroeste

WSW – Oeste-Sudoeste

UV – Ultra-Violeta

Z.H. – Zero Hidrográfico

ABREVIATURAS

Eq. – Equação

min. – Minutos

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Os fenómenos de erosão costeira têm vindo a ser encarados, cada vez com mais preocupação, devido à sua severidade e aumento dos riscos para a população, não só a uma escala nacional, mas também mundial, proliferando as notícias sobre galgamentos, desaparecimento de praias e destruição de infraestruturas ao longo da linha de costa, essencialmente durante os meses de maior agitação marítima.

Os fenómenos que originam a erosão costeira sempre existiram, assim como os fenómenos opostos de acreção (das Neves, 2003), e portanto a existência destes fenómenos faz parte do normal dinamismo da orla costeira. Porém, a ação do homem sobre estes ambientes tem vindo a aumentar, fundamentalmente ao longo do último século, procurando expandir toda a sua rede de atividades comerciais e de serviço. E visto que uma das zonas mais ricas num determinado país é a orla costeira, o homem tende a procurar estas regiões, pois, a partir daí, conseguem-se aproveitar enormes riquezas associadas ao mar ou aproveitar a influência deste, como o turismo costeiro, a pesca, a agricultura e, em determinados locais, a extração de produtos muito valiosos como o petróleo. O mar também é visto como via de comunicação de excelência. Por estes e outros motivos, assiste-se a fluxos migratórios de populações para as regiões costeiras, provocando um aumento da construção habitacional e comercial e maior investimento em infraestruturas, como portos e marinas.

Face ao aumento da exposição dos aglomerados populacionais aos agentes erosivos, muitas vezes com fenómenos erosivos acrescidos pelas consequências de ações diretas do homem, a vulnerabilidade dos ambientes costeiros tem aumentado, pondo em risco valores naturais e patrimoniais. Perspetivam-se medidas de carácter urgente, e, sempre que possível, com período útil de vida bastante alargado, de modo a diminuir a insegurança existente ao longo da linha de costa.

As zonas costeiras muito previsivelmente serão cada vez mais afetadas por fenómenos extremos e pela dinâmica natural que entra em conflito com o edificado e com as atividades (Veloso Gomes, 2011).

Intervenções em pedra e betão têm sido consideradas como uma boa escolha para fazer face aos riscos podendo comportar-se como soluções bastante resistentes e eficazes. Porém, podem desconfigurar a paisagem natural costeira e acarretar custos elevados de investimento, nomeadamente, transporte e aquisição de material, pois, quando se opta por uma solução deste género, raramente se encontra no local o material necessário à execução da empreitada.

Para lidar com os problemas da erosão costeira há que procurar soluções que protejam a linha de costa, ou seja, soluções “*eco-friendly*” que, ao mesmo tempo, não sejam temporárias e que combatam eficazmente o problema originado pelos agentes erosivos. Existem as estruturas “soft”, de que se destacam as estruturas em geotêxteis. De notar que estas soluções “soft” apresentam ainda algumas

lacunas em relação às soluções convencionais em enrocamento ou em betão, designadamente, uma inferior capacidade de resistência em locais onde ocorre exposição à agitação com elevados níveis energéticos.

As intervenções em elementos de geotêxtil na engenharia costeira são cada vez mais encaradas como soluções alternativas, contando já com várias intervenções a nível internacional, podendo fornecer em alguns casos uma proteção eficaz, duradoura e mais económica. Porém, alguma in experiência de aplicação, carência de elementos de dimensionamento ou a incerteza na estabilidade da estrutura face aos agentes naturais (ondas, dinâmicas sedimentares) e antropogénicos (vandalismo) podem questionar a sua utilização em relação a estruturas típicas em enrocamento, como estruturas aderentes e esporões. Atualmente já existem elementos bibliográficos relativamente extensos, não só ao nível do estudo da estabilidade com Pilarczyk (2000) e das Neves (2011), como ao nível da sua aplicação em obra, Bezuijen e Vastenburger (2013).

Este tipo de estruturas, mais concretamente os cilindros de geossintéticos, consistindo numa técnica onde se recorre a elementos em geotêxtil encapsulados com areia tendo uma forma aproximada a um cilindro, foi a escolha para a proteção da duna na praia de Moledo do Minho (Velooso Gomes e das Neves, 2011).

Particularmente nos últimos anos, a praia de Moledo do Minho tem sido fustigada por condições de agitação marítima severa, assim como por um decréscimo de sedimentos provenientes do rio Minho, isto, devido essencialmente à existência de barragens ao longo do percurso do rio em Espanha, o que provocou um recuo alarmante da praia e do cordão dunar. No inverno de 2010/2011, depois de uma intempérie e marés vivas, a situação no local tornou-se cada vez mais precária, pondo em risco, um elevado património natural e fragilizando o seu poder de atração turística. Como solução inovadora, foi proposta no ano de 2011 (Velooso Gomes e das Neves, 2011) a colocação de cilindros de geossintéticos de cor ocre, de forma a que o impacto visual fosse o menor possível. O custo da intervenção era interessante e havia violação do POOC, o qual não previa a realização de qualquer estrutura de defesa no local. Embora proposta em 2011, a obra apenas está a ser realizada agora, em 2014.

Para compreender e identificar melhor alguns dos aspetos positivos e negativos desta intervenção, foi proposta a realização de um modelo físico da estrutura prevista para a praia de Moledo do Minho. Foi executado e explorado no âmbito desta dissertação, um modelo a uma escala 1/21, no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e foram utilizados os cilindros de geossintéticos pré-existent no Laboratório.

O objetivo principal desta dissertação é estudar, em modelo físico de fundos móveis, o comportamento da estrutura de defesa costeira em Moledo do Minho, designadamente a interação onda-estrutura, a sua estabilidade sob a ação da agitação marítima e o comportamento do sistema dunar, comparando-o com um caso de referência sem proteção e uma outra solução alternativa de proteção constituída por um elemento cilíndrico de menores dimensões.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se subdividida em cinco capítulos:

Neste capítulo é abordado, de uma forma introdutória e breve, o tema da presente dissertação e a sua apresentação.

No segundo capítulo, intitulado como “Aplicação em Geossintéticos”, é abordado o uso dos materiais geossintéticos em Engenharia Costeira, designadamente as telas em geotêxtil aplicadas como revestimentos de camadas e os elementos encapsulados em areia, destacando-se os cilindros em geotêxtil devido à sua preponderância no tema da dissertação, focando aspetos como a sua instalação e procedimentos de dimensionamento. Ainda neste capítulo, tem-se-se como referência a experiência portuguesa e mundial na aplicação em cilindros de geossintéticos em variadas situações.

No terceiro capítulo, intitulado “Caso de estudo: Moledo do Minho” é descrita a situação na respetiva praia, a qual tem vindo a sofrer fenómenos de erosão costeira, avaliando-se a evolução ao longo do tempo do perfil arenoso da praia e do cordão dunar, com recurso a imagens satélite e visitas ao local da intervenção. Neste capítulo é ainda retratada a solução prevista para o caso de estudo.

No quarto capítulo, intitulado como “Trabalho Experimental”, é revisto todo o trabalho laboratorial executado no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP, identificando-se os instrumentos usados, a definição das condições de ensaio, a construção do modelo e a interpretação dos resultados ao longo dos respetivos ensaios.

No quinto capítulo, intitulado como “Apreciação Final”, são apresentadas as principais conclusões decorrentes do estudo comparativo realizado.

2

APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS

2.1. ENQUADRAMENTO

Nos tempos mais recentes, tem-se assistido a uma preocupação cada vez mais acentuada com a erosão costeira. O movimento de população para o litoral, à procura de melhores condições de vida, implica mais construção, maior desenvolvimento das atividades económicas e serviços, fazendo aumentar os problemas de erosão ou galgamentos. São cada vez mais generalizadas as situações de vulnerabilidade destas zonas e as situações de risco têm proliferado. O desenvolvimento humano entra frequentemente em conflito com a dinâmica natural da costa, pondo em perigo não só vidas humanas, mas também habitats e património histórico e natural.

As causas associadas à erosão costeira têm historicamente uma génese natural; é o caso da subida gradual do nível médio das águas do mar, ou a ação direta de marés e ondas. Todavia, existe também uma componente antropogénica, diretamente influenciada pela ação do homem no meio ambiente, como a interferência no movimento dos sedimentos ao longo da linha da costa e na redução da quantidade de areia disponível, nomeadamente devido à existência de portos com bacias dragadas, barragens e extrações.

Por conseguinte, em situações mais críticas é necessário recorrer a uma ação cada vez mais robusta de engenharia costeira, para assegurar níveis de segurança adequados, tendo como base de estudo a natural morfologia da costa.

A costa nordeste portuguesa é um dos exemplos acima mencionados, havendo muitos outros onde foi necessário recorrer a técnicas de engenharia costeira; casos como Espinho, Ovar, Costa Nova, Vagueira e Castelo de Neiva, e outros que venham a surgir. Na maioria dos casos, utilizaram-se estruturas convencionais de proteção, ou seja, medidas do tipo “hard”, onde são usados elementos como o betão e o enrocamento. Elementos típicos destas estruturas são os esporões, estruturas longitudinais aderentes (paredões) ou quebramares destacados, como se pode ver nas Figura 2.1, Figura 2.2, Figura 2.3, e Figura 2.4.



Figura 2.1 – Esporões no Furadouro (Veloso Gomes, 2007)



Figura 2.2 – Campo de Esporões em Quarteira (fonte: <http://www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-693806.html>, 2011)



Figura 2.3 – Estrutura longitudinal aderente (paredão) na Praia da Granja (fonte: Google Maps)

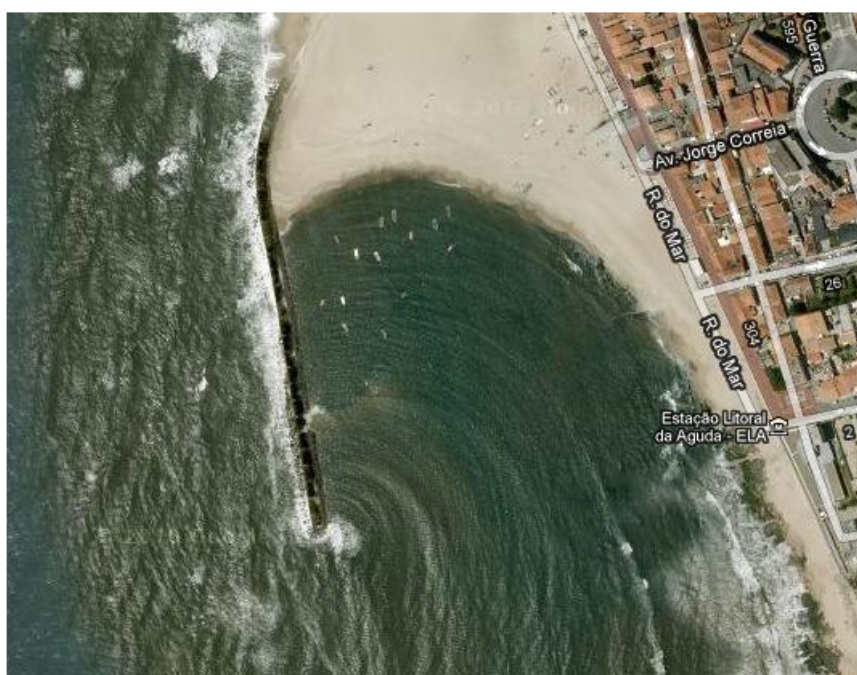


Figura 2.4 – Quebramar Destacado na Praia da Aguda (fonte: Google Maps)

Aliadas a este tipo de estruturas existem situações em que se recorreu a uma alimentação artificial de praias, com a areia que foi removida por agentes erosivos, como as ondas e as correntes. De salientar que este tipo de intervenção é considerado por alguns como “soft”.

Na figura 2.5, pode observar-se a ação de alimentação artificial de uma praia, neste caso em Portimão.



Figura 2.5 – Alimentação Artificial com areias dragadas em Portimão (Veloso Gomes, 2007)

Apesar de serem estruturas com uma necessidade de manutenção mais reduzida e com um período útil de vida bastante alargado, este tipo de soluções acarreta custos elevados de execução e, apesar de solucionar o problema numa zona, vai transferi-lo para as zonas subsequentes (no caso dos esporões), visto que esta estrutura serve de barreira aos sedimentos e, assim, estes, quase na sua totalidade ou mesmo na sua totalidade não conseguem ultrapassá-la. De referir que, no caso dos paredões, estes inviabilizam a possibilidade de acreção na zona frontal da estrutura, tendo a sua utilização um impacto bastante negativo.

De modo a combater estas desvantagens, e como não se prevê a diminuição da atividade humana no litoral, nem é expectável que haja o desaparecimento das causas que levam à escassez de sedimentos (das Neves, 2011), tem-se recorrido a estruturas chamadas de “soft” para tentar alterar a prática comum no que diz respeito à defesa costeira. Estas técnicas são chamadas de “soft”, uma vez que são constituídas com processos naturais, dependendo destes elementos para a prevenção ou mesmo a redução da ação instituída pelas diversas forças erosivas em ação ao longo da costa.

Os materiais geossintéticos têm sido utilizados cada vez mais com carácter permanente na defesa costeira e nos próximos subcapítulos, apresentar-se-á um maior desenvolvimento deste assunto.

2.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O USO DE GEOSSINTÉTICOS

Apesar da utilização deste tipo de material já remontar à década de 50, de acordo com a bibliografia disponível, só num passado muito recente é que voltou a despertar interesse em maior escala (das Neves, 2011). Antes só se usava este tipo de solução para obras de carácter de emergência e temporário, onde não havia risco humano, em regimes com ondas de baixa energia e marés com baixa amplitude ou então, como um filtro em revestimentos; era, portanto, uma opção considerada pouco válida pelos diversos projetistas, face a soluções convencionais. Persiste ainda uma falta de critério em comparação com a aplicação de materiais pétreos ou de betão, e não existe o *know-how*, ou seja, o saber adquirido em experiências semelhantes e a falta de avaliação de estabilidade com o recurso a formulações de cálculo que tenham em conta a forma dos elementos estruturais, como é o caso da Fórmula de Hudson. A incerteza ou a ineficácia e a instabilidade perante condições de agitação

marítima severa, como é o caso da costa noroeste Portuguesa, limitam o recurso a este tipo de intervenções.

O recurso a geossintéticos apresenta um vasto leque de vantagens em relação a estruturas do tipo “hard”, por serem consideradas soluções amigas do ambiente, dependerem de um elemento natural e serem capazes de diminuir os problemas recorrentes de erosão com um impacte bastante limitado e não permanente nos processos costeiros naturais. Outra das vantagens associada a estes materiais é a sua facilidade de instalação, não necessitando de um elevado número de máquinas para a sua operação, se compararmos por exemplo, a um quebramar destacado, que necessita do recurso a batelões para deposição do material rochoso. No entanto, é necessário realçar que os materiais geossintéticos são materiais artificiais relacionados com a petroquímica e que, para o mesmo nível de eficácia, os impactes negativos das estruturas executadas com estes materiais poderão ser semelhantes aos de outras estruturas executadas com pedra ou betão.

Existem alguns problemas em relação a estruturas de defesa com materiais geossintéticos, não só aliados a questões de estabilidade e de incerteza de comportamento, mas também devido a limitações do próprio material geossintético. Desde logo, a possibilidade de ser perfurado/rasgado, o que levará a uma má retenção do material de preenchimento podendo colapsar a estrutura. Este tipo de ações podem ocorrer devido a descuidos inconscientes, (por exemplo, os pescadores criarem “buracos” para colocar as respetivas canas de pesca), devido a atos de vandalismo, presença de elementos pétreos em contato direto, ou através de descuidos na altura da colocação do material geossintético. A exposição aos raios UV pode também limitar o tempo de vida útil da estrutura e, finalmente, a dificuldade aquando da construção de conseguir um alinhamento preciso e de cota da crista. Uma aplicação mais frequente deste tipo de material ainda requer uma investigação mais profunda, aliada a uma necessidade de experimentação em diversas condições climáticas e hidrodinâmicas, apesar de existirem já bastantes estudos sobre esta matéria.

Atualmente registam-se progressos no sentido de minimizar os aspetos de carácter negativo, destas estruturas, nomeadamente, o aumento da resistência a abrasão, o uso de estabilizadores e aditivos para melhorar o geotêxtil e um desenvolvimento significativo na avaliação da durabilidade e tempo de vida da estrutura (das Neves, 2011), provocando um maior grau de eficiência dos geossintéticos na preservação e manutenção de praias, assim como na proteção da costa litoral, que se encontra, graças a diversos fatores, em risco.

Em suma, dadas as enormes vantagens potenciais que este tipo de solução apresenta, existem grandes oportunidades de apostar na sua introdução cautelosa em casos reais, começando em locais com níveis de risco razoavelmente reduzidos, de modo a que se consiga adquirir a experiência essencial para a sua instalação e comportamento em condições de agitação mais elevadas.

2.3. DIVERSIFICAÇÃO NO USO DE GEOSSINTÉTICOS EM ENGENHARIA COSTEIRA

2.3.1. ENQUADRAMENTO

Conforme referido na secção 2.2, o uso de materiais geossintéticos já remonta aos anos 50, nomeadamente em obras temporárias, de carácter emergente ou como complemento de alguma outra estrutura de defesa costeira, como esporões, recifes artificiais e paredões. Recorre-se, cada vez mais, a este tipo de solução como estrutura permanente, havendo bastantes casos de aplicação a nível mundial, como será referido posteriormente ao longo deste segundo capítulo.

Os geotêxtis podem ser aplicados em duas categorias (das Neves, 2011), ou seja, podem constituir sistemas fechados, isto é, todas as unidades/formas são fechadas, preenchidas com areia, cascalho ou mesmo com argamassas, como os sacos, cilindros e contentores, feitos com recurso a geotêxtil, ou

então com geossintéticos estanques como as geomembranas. Ou são ancorados em ambas as extremidades, com capacidade para reter o solo ou a água (das Neves, 2011)

Em relação aos sistemas fechados, no caso de serem preenchidos com areia, costumam ser chamados elementos de geotêxtil encapsulados com areia, sendo elementos tridimensionais fabricados com materiais têxteis, formando um subgrupo de um leque de soluções em geossintéticos que permite o controlo de erosão costeira (Bezuijen e Vastenburg, 2013). Estes elementos em geotêxtil podem ser aplicados numa vasta panóplia de estruturas de engenharia hidráulica, como diques, barragens e quebra-mares, sendo uma alternativa à solução comum em pedra. Eles também podem ser propostos para proteção de fundos ou como preenchimento de efeitos localizados de erosão.

O recurso a este tipo de elementos é deveras muito abrangente, não só tendo em atenção o que foi dito no subcapítulo anterior, mas por outros fatores como, não ser necessário recorrer ao uso da pedra, e, portanto não haver preocupação em relação à sua extração e respetivo transporte, podendo utilizar-se os materiais que existirem no local. De notar que a areia é um dos materiais mais baratos na construção e pode ser facilmente encontrada em grandes quantidades. A areia também é mecânica e volumetricamente estável e as suas propriedades são facilmente previstas. (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Existem diversas aplicações deste tipo de elemento, algumas das quais alguns podem ser vistas através da Figura 2.6

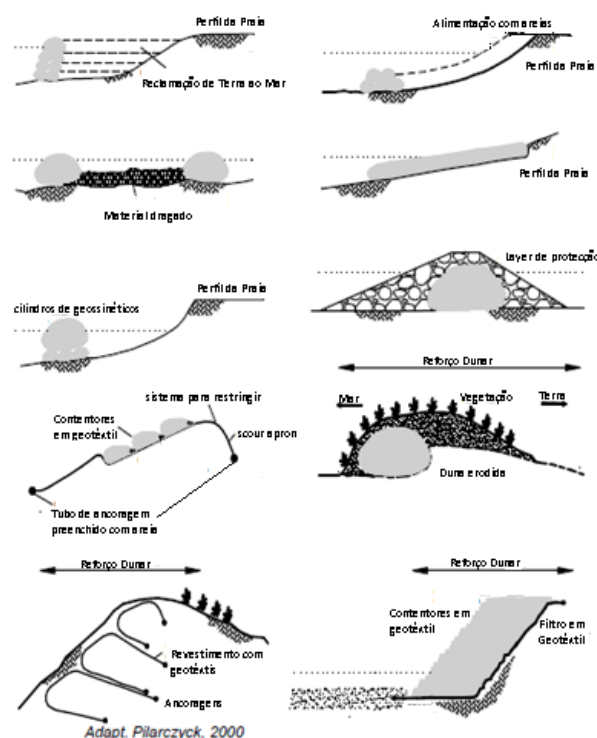


Figura 2.6 – Alguns conceitos do uso de Elementos geotêxtil encapsulados com areia (das Neves, 2011)

Seguidamente, são apresentados pequenos textos com referência a algumas técnicas do uso de geossintéticos na engenharia costeira, com destaque especial para os cilindros que constituem o núcleo mais relevante na elaboração desta tese de mestrado.

2.3.2. GEOSSINTÉTICOS COMO FILTROS EM REVESTIMENTOS E CAMADAS DE PROTEÇÃO

Os geossintéticos podem ser empregues como elementos encapsulados, utilizando-se eficazmente como drenos e filtros em obras de engenharia, conjuntamente ou em substituição dos materiais granulares tradicionais. Estes materiais são mais fáceis de instalar em obra e, geralmente, apresentam um custo benéfico, mostrando-se uma alternativa quando os materiais granulares disponíveis não cumprem os requisitos do projeto, quando existem em pouca quantidade no local desejado ou cuja utilização está restringida por legislação ambiental. Graças ao entusiasmo existente, é compreensível que na engenharia costeira o seu uso tenha cada vez mais defensores, surgindo naturalmente mais bibliografia sobre o dimensionamento e instalação dos geossintéticos como filtros em estruturas de defesa costeira. De referir que o dimensionamento de um filtro tem de ser cada vez mais criterioso de modo a que seja garantido não só a sua qualidade, como também a resistência a possíveis condições severas de agitação locais.

A função deste material é equivalente a qualquer outro tipo de filtro, ou seja, proteger a camada de material ou o solo subjacente, de modo a prevenir a erosão pelos vários agentes erosivos, como ondas, correntes e marés. Estes filtros sintéticos em geotêxtil têm vindo, de forma gradual, a substituir os tradicionais filtros granulares em variadas aplicações, garantindo vantagens e eficiência.

Porém, a sua aplicação não é somente substituir um material pelo outro, pois são materiais que têm exigências distintas e comportamentos divergentes que deverão ser adequadamente aferidos. De facto, a sua incorreta colocação pode levar a que o filtro geotêxtil gere instabilidade nos restantes elementos estruturais (das Neves, 2003). Não é de todo recomendável a substituição de um filtro granular por um filtro sintético em geotêxtil, pois comparando a redução das cargas hidrodinâmicas sobre a estrutura, este não é tão eficaz como os filtros granulares, visto que estes últimos ajudam na dissipação da energia do escoamento.

Para além da filtragem os geotêxtis desempenham, de uma forma bastante consistente, funções de separação, prevenção de erosões no solo de fundação e reforço de solos, entre outras. Apresentam-se a seguir as principais vantagens (das Neves, 2003):

- Redução do número de camadas e do volume de material granular dos materiais granulares de filtro,
- Boas características e propriedades para o desempenho das funções de filtro;
- Filtros eficazes mesmo para solos finos sujeitos a alta turbulência;
- Fácil instalação, contrapondo os sistemas mais tradicionais;
- Reduzida manutenção e baixo custo;
- Bom comportamento a longo prazo;

As características funcionais, que se deve exigir aos geotêxteis assim como os critérios de resistência, são os seguintes (das Neves, 2003):

- Elevada permeabilidade e qualidades apropriadas de filtragem;
- Estabilidade de uma malha de fibras;
- Resistência à danificação durante a construção;
- Flexibilidade;
- Ângulo de atrito na interface solo/geotêxtil;
- Resistência aos raios UV;

Os processos de dimensionamento deste tipo de solução são mais sólidos do que outrora foram; isto advém de uma larga experiência adquirida, com tentativas erradas, permitindo uma viabilidade no que diz ao respeito à estrutura final, tanto a nível técnico como de segurança. Esta metodologia de

dimensionamento, é ainda executada de uma forma semi-empírica, pelo que o seu recurso à modelação física é necessária para garantir a exequibilidade da solução, tendo sempre em atenção os problemas que poderão surgir inesperadamente nas fases de construção e/ou exploração (das Neves, 2003).

Sendo que os objetivos pretendidos para este dimensionamento do filtro são (das Neves, 2003):

- Prevenir a migração de partículas das camadas subjacentes para os interstícios das camadas superiores o que poderia levar a criação de espaços vazios nas camadas inferiores o que poderia resultar a ocorrência de assentamentos diferenciais ou mesmo abaixamento da cota de coroamento da estrutura.
- Distribuição do peso da estrutura através da utilização de uma base de regularização que poderá incorporar uma proteção de pé de talude;
- Redução das cargas hidrodinâmicas nas camadas exteriores da estrutura.

De notar que, o processo de dimensionamento de um filtro em geotêxtil vai para além do tema em questão nesta dissertação, pelo que, para uma melhor análise deste tema se recomendam as seguintes referências: das Neves (2003) e Pilarczyk, (2000).

Além dos critérios de dimensionamento, devem ser adequadamente planeados os métodos de construção, exploração e manutenção, uma vez que, em qualquer uma destas fases, poderão ocorrer alguns problemas no material que podem levar ao cessar das suas funções, assim como da própria estrutura.

A Figura 2.7, representa a colocação de um filtro em geotêxtil, em ambiente costeiro, nos Estados Unidos, precisamente em Nahant Beach, Massachusetts.



Figura 2.7 – Colocação de um filtro em geotêxtil (Fonte: TenCate, 2012)

Como apreciação final, refere-se que os revestimentos e camadas de proteção são tradicionalmente executados usando um filtro granular, porém, novas técnicas recorrem à construção de uma camada única de geotêxtil o qual é criteriosamente selecionado, de modo a assegurar as propriedades fundamentais, tanto do ponto de vista mecânico como hidráulico. Este material geossintético é mais rápido e fácil no seu processo de instalação se comparado com o material granular.

2.3.3. ELEMENTOS EM GEOTÊXTIL PREENCHIDOS COM AREIA

2.3.3.1. SACOS EM GEOTÊXTIL

Uma das opções, no que diz respeito à proteção de um sistema dunar, é utilizar sacos em geotêxtil. Estes também são usados numa variedade de outras estruturas, de carácter temporário ou permanente. São exemplos da sua aplicação os esporões, quebramares e recifes artificiais. A Figura 2.8, representa uma sequência num caso prático desta aplicação para uma estrutura aderente. As Figuras 2.9, 2.10 e 2.11, mostram exemplos de aplicação prática de um esporão, realizado em Angola e uma estrutura aderente na zona de Waihi Beach na Nova Zelândia.



Vista Inicial da praia



Erosão no local, devido à ação de uma tempestade pondo em perigo a via existente



Encerramento da Praia



Preparação da base para a estrutura aderente



Enchimento dos sacos em geotêxtil



Colocação dos sacos em geotêxtil



Estrutura parcialmente concluída



Colocação dos sacos perto da rampa de acesso a praia



Estrutura aderente concluída e pronta para ser revestida



Revestimento da estrutura aderente

Figura 2.8 – Sequência alusiva ao uso de sacos em geotêxtil (Fonte: <http://www.coastsandports.com.au/gallery/breakwaters.shtml>, 2010)



Figura 2.9 – Esporão realizado com sacos em geotêxtil em Saimpem, Angola (Bezuijen e Vastenburg, 2013)



Figura 2.10 e Figura 2.11 – Instalação de uma estrutura em sacos em geotêxtil e respetiva finalização, Waihi Beach, Nova Zelândia (Elcorock®, 2009)

Os sacos em geotêxtil são normalmente preenchidos com areia, sendo que algumas vezes recorre-se a argamassa ou a rocha, e detêm volumes a variar entre os 0.3m^3 e os 10m^3 (Bezuijen e Vastenburg, 2013). Estas suas dimensões, em comparação com outras soluções do género, faz com que a estrutura tenha um custo mais elevado, devido, não só ao trabalho intensivo que é necessário para o preenchimento, como uma maior facilidade de remoção em condições mais severas de agitação. Segundo, Bezuijen e Vastenburg 2013, e citando CUR, 2004, o enchimento e a colocação dos sacos de geotêxtil, envolve uma percentagem entre 45-75% do custo total de uma estrutura deste tipo de situação. Portanto uma otimização do seu enchimento e do consequente processo de instalação baixa o custo que as estruturas em sacos de geossintéticos têm, tornando-se vital no uso deste tipo de solução.

O seu uso tem algumas vantagens, consoante o local onde está a ser usado, tais como (Bezuijen e Vastenburg, 2013):

- Não há necessidade de usar uma proteção em pedra;
- A estrutura pode ser percorrida por um indivíduo (conforme visto na Figura 2.11);
- Os sacos de geotêxtil podem ser colocados envolvendo outras estruturas, com baixo risco de danificar a estrutura;

- São facilmente retirados, quando perdem a capacidade de manter a sua respetiva função.

Apesar das vantagens acima descritas, este tipo de técnica é usada em pequena escala, motivo que pode ser parcialmente explicado pela pouca pesquisa ainda existente neste campo, nomeadamente relacionada com regras para o seu dimensionamento ou uma maior facilidade de remoção aquando condições mais severas de agitação. Para o seu uso permanente, existem ainda alguns problemas comuns a qualquer estrutura em material geossintético, como o envelhecimento do geotêxtil, devido às radiações UV e à suscetibilidade a ações de vandalismo e alguma outra ação de danificação mecânica, levando à necessidade de um layer de proteção. O *know-how*, também é fundamental, pois cabe ao projetista saber o processo iterativo de dimensionamento deste tipo de estruturas, assumindo as estimativas iniciais das dimensões e recorrendo a formulações para tentar verificar se a estrutura consegue ser estável, alterando a sua configuração, caso não verifique condições de estabilidade, procurando, sempre que possível, uma poupança no custo final (Bezuijen e Vastenburg, 2013). De referir que, à semelhança do uso do geotêxtil como filtro, o processo de dimensionamento deste tipo de estrutura não vai ser abordado, recomendando-se a leitura de Bezuijen e Vastenburg (2013) para melhor se compreender esta temática.

A instalação deste tipo de solução pode ser executada mecanicamente, hidraulicamente, ou inclusive, pode ser executada à mão. A colocação deste material tem de ser a mais cuidadosa possível de forma a evitar problemas que poderão pôr em causa a estrutura a médio/longo prazo. Para este processo é comum usar uma grua hidráulica equipada com uma armação para elevar ou uma garra, por terra ou por meio marítimo.

Na Figura 2.12, pode observar-se um exemplo na instalação deste tipo de solução.



Figura 2.12 – Instalação de um esporão no Porto de Clifton Springs, Victoria, Austrália (Fonte: <http://www.wrl.unsw.edu.au/site/projects/research-and-development-studies-for-elcomax%C2%AE-elcorock%C2%AE-geotextile-sand-containers/>, 2008)

Em conclusão, os sacos em geotêxtil em determinadas condições podem constituir uma alternativa a outras estruturas “hard”. Como em qualquer outra estrutura em geossintéticos, há que avaliar, de uma

forma perspicaz e cautelosa, os seus inconvenientes, procurando fazer uma manutenção o mais correta e rápida possível. De salientar que este tipo de solução só pode suportar um determinado nível de dano e, portanto deve definir-se um número suficiente de elementos adjacentes que não se encontrem nesse nível de estragos, de modo a não pôr a estrutura em risco.

2.3.2.2. CONTENTORES EM GEOTÊXIL

Este tipo de estrutura é semelhante aos sacos em geotêxtil e aos cilindros de geossintéticos, porém, é de dimensões consideravelmente superiores, contendo entre 100 e 800 m³ de areia.

Contentores geossintéticos podem ser usados em águas mais profundas, tendo uma panóplia de aplicações que podem ser usados tais como (Bezuijen e Vastenburg, 2013):

- Colocado como um núcleo de um quebramar de taludes, coberto por um manto rochoso;
- Levantar o solo de fundação abaixo do núcleo de um quebramar;
- Recife artificial, offshore;
- Dique submerso, offshore;
- Construção de barragens de contenção;
- Cais.

Uma aplicação deste tipo de solução foi executada na Gold Coast Australiana, o Narrowneck artificial reef. Esta tinha como objetivo primordial aumentar a altura de onda para o surf e providenciar alguma proteção para as pessoas que praticam esta modalidade (Bezuijen e Pilarczyk, 2012). Um ponto curioso acerca desta obra é o facto de a água no local ser tão límpida que é possível observar a estrutura que foi elaborada, conforme se pode observar nas Figura 2.13 e Figura 2.14. Em situações normais, ou seja em locais em que água seja mais turva, para conseguir a perfeita posição dos contentores é preciso recorrer a sonares. (Bezuijen e Pilarczyk, 2012).



Figura 2.13 – Narrowneck artificial reef, Gold Coast, Austrália (Fonte: <http://www.goldcoast.qld.gov.au/northern-gold-coast-beach-protection-strategy-6044.html>)

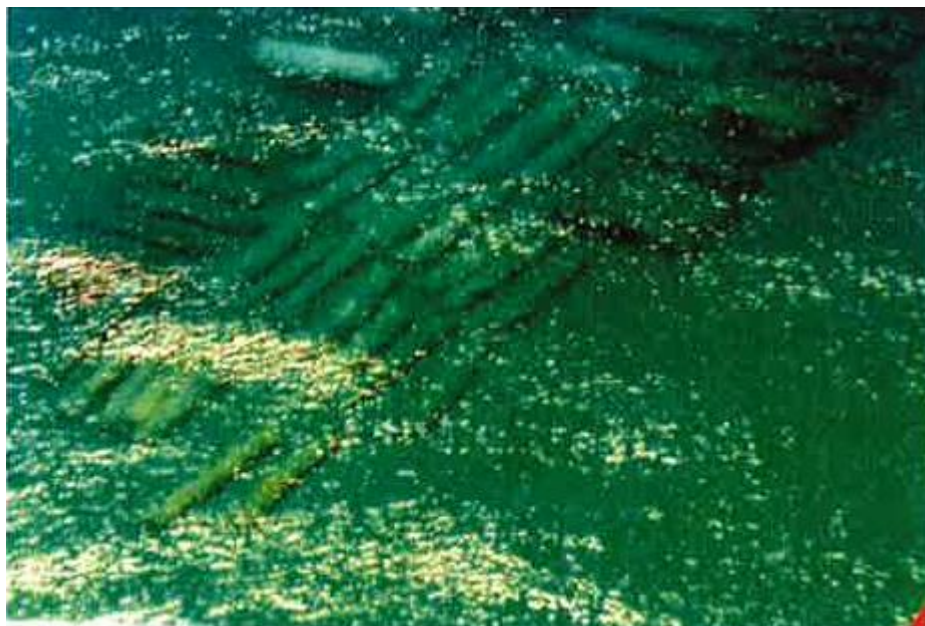


Figura 2.14 – Outra perspectiva do Narrowneck artificial reef (Bezuijen e Pilarczyk, 2012)

A aplicação em contentores de geossintéticos pode ser utilizada em locais onde há uma maior profundidade de água, como no caso acima referido e, portanto, onde é necessário recorrer a um meio marítimo para a sua instalação. Em geral, o contentor em geotêxtil é colocado numa espécie de tremonha de uma barça de abrir pelo fundo, em que o geotêxtil é cheio com areia de uma forma mecânica, com auxílio de uma colher ou, hidraulicamente através de bombas, sendo que seguidamente o topo do contentor é dobrado e cozido da maneira mais apertada possível. Posteriormente, posiciona-se a barça no local correto para a deposição do material, procedendo à sua abertura e o contentor em geotêxtil é lançado para a água. As Figuras 2.15 e 2.16, ilustram o esboço de um contentor em geotêxtil numa barça e o procedimento acima descrito, respetivamente.

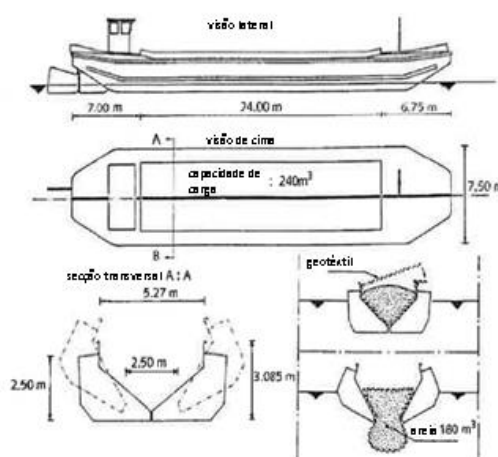


Figura 2.15 – Barça utilizada e o lançamento do contentor em geotêxtil (adaptado de Bezuijen e Pilarczyk, 2012).



Enchimento do Contentor



Fecho do Contentor



Início do procedimento de queda do contentor



Queda do contentor no local desejado

Figura 2.16 – Aplicação em contentores confinados com areia (Bezuijen e Vastenburg, 2013)

À semelhança dos sacos em geotêxtil, o procedimento no dimensionamento deste tipo de aplicação, não vai ser abordada ao longo desta dissertação. Recomenda-se, porém, uma análise de Bezuijen e Vastenburg, 2013 para uma melhor análise deste tema, nomeadamente pormenores relacionados, como a precisão na colocação, a estabilidade face às ondas, o estudo do impacto do geotêxtil com o fundo do mar, entre outros.

Em suma, é relativamente nova a aplicação de contentores de geotêxtil como estrutura marinha. Esta técnica é muito favorável para localizações com maior profundidade de água, não só por ser fácil a instalação, mas também pela facilidade na interação com estruturas semelhantes, como o caso dos cilindros de geossintéticos num exemplo de construção de uma barragem de contenção, onde os contentores ficam nas zonas mais profundas e os cilindros na parte superior (Bezuijen e Pilarczyk, 2012). Os contentores são estruturas que podem resolver, com sucesso, problemas convencionais costeiros e desafios não tão convencionais. Contudo, não devem ser menosprezados os pontos negativos deste tipo de solução os quais são comuns a uma aplicação de outro tipo de elemento confinado com areia. De salientar que, ao contrário de uma outra solução, têm a vantagem de, ao serem aplicados em zonas mais profundas, necessitarem de um menor cuidado em relação aos raios UV, embora não se deva descurar este fator.

Como o tema relacionado com Cilindros de geossintéticos é chave para a elaboração desta dissertação, achou-se importante dedicar-lhe um subcapítulo exclusivo, apresentado em seguida.

2.4. CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

2.4.1. ENQUADRAMENTO

Em termos de comparação, os cilindros de geossintéticos são muito semelhantes aos contentores e aos sacos referidos anteriormente. O geotêxtil é preenchido com areia ou, por vezes, por outro material granular, sendo que permite que a água passe livremente através dos poros do tecido de uma forma relativamente controlada e mantendo retidos os sólidos. O geotêxtil possui uma ou mais aberturas de enchimento, localizadas na parte superior do cilindro, de tal modo que o material pode ser bombeado ou mecanicamente colocado dentro do cilindro (Smith, s/d). O tipo de estrutura deste calibre é longa e estável a ações adversas, como correntes e ondas, tendo um diâmetro variável, indo desde dos 0.5m aos 5m, tendo uma altura máxima de cerca de 4m e um comprimento que varia dos 25 aos 100m, dependendo do projeto onde estes cilindros são instalados. (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

Os cilindros de geossintéticos frequentemente são mais usados como proteção costeira, sendo utilizados em zonas com águas pouco profundas ou em aplicações na costa, como reforço de um sistema dunar, exemplificado através do caso de estudo em Moledo do Minho. Na Figura 2.17 pode ser visualizado um perfil tipo de um cilindro em geossintéticos e na Figura 2.18 um exemplo na construção usando este tipo de tecnologia.

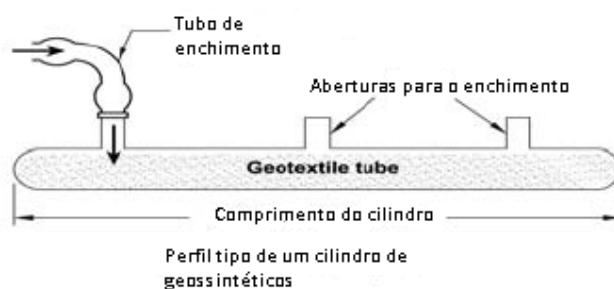


Figura 2.17 – Típico Cilindro de geossintéticos adaptado de Smith, s/d.



Figura 2.18 – Aplicação de um cilindro de geossintéticos numa estrutura costeira. (Fonte: <http://www.tencate.com/emea/geosynthetics/applications/civil-works/hydraulic-constructions/default.aspx>).

À semelhança, de qualquer outra estrutura com enchimento em areia, este tipo de aplicação pode ser concretizada num dos seguintes casos (Bezuijen e Pilarczyk, 2012):

- Estruturas temporárias, com a enorme vantagem de serem facilmente removidas;
- Em situações, onde o uso do betão e da pedra é bastante desfavorável, ou seja situações onde estes podem causar perigo às zonas adjacentes e inclusive, a vidas humanas, como por exemplo recifes para a prática de surf;
- Situação onde a disponibilidade de pedra não é imediata, ou então não é desejada o seu uso, principalmente relacionado com questões ambientais, ponto de vista paisagístico e a necessidade de grandes quantidades.

2.4.2. PROCEDIMENTO DE INSTALAÇÃO

O cilindro em geotêxtil é entregue no local de construção enrolado numa tubagem em aço. (Bezuijen e Vastenburger, 2013). Este depois é desenrolado no local onde vai ser posto com as respetivas entradas para o enchimento, centradas e localizadas na parte superior do cilindro, conforme representado na Figura 2.17. Estas entradas para o enchimento têm um diâmetro aproximado de 0.5m, sendo espaçadas com uma distância aproximada de 15 m. Na eventualidade de, em projeto, ser necessário recorrer a um maior número de entradas, pode-se colocar com uma menor distância entre ambas (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

O processo de enchimento deste tipo de cilindro pode ser concretizado com recurso a uma bombagem hidráulica de uma mistura de areia e água, conforme é observado através da Figura 2.19, ou então recorrendo a uma tremonha e a uma colher. Normalmente, o rácio é 1 (areia) para 4 (água) ou então 1:5, baseando-se no volume do cilindro (Bezuijen e Vastenburger, 2013). Devido à permeabilidade do material geossintético, a água que entrou inicialmente na altura da bombagem vai ser expulsa pelo tecido, sendo que esta também pode ser expulsa através das entradas do enchimento. A percentagem de preenchimento do cilindro em geossintético é usualmente entre 70 a 80% da área circular teórica, permitindo assim que a altura de enchimento seja cerca de metade da largura do cilindro. É fácil de notar que um cilindro mais “achatado”, ou seja, com uma percentagem de enchimento inferior, tem uma tendência claramente inferior para que comece a rolar, o que leva a pensar que, com menores percentagens de enchimento se consegue um resultado claramente mais favorável. Contudo, para se chegar a uma determinada altura de projeto pode ser necessário recorrer a um maior número de cilindros o que acarreta mais custos para a obra, sendo também difícil empilhar os cilindros devido às suas características. Uma pequena percentagem de enchimento permite que a areia se movimente mais facilmente dentro do cilindro levando a deformações neste (Kriel, 2012). Poderá ser usada uma percentagem superior de enchimento, no entanto isto aumenta as forças de tensão ao longo do tecido do geotêxtil, fazendo com que haja uma probabilidade superior de ocorrer um rolamento da estrutura aquando colocado numa fundação ligeiramente inclinada. Sendo este um dos problemas da instalação, é comum recorrer a um suporte horizontal como indicado na Figura 2.20. Todavia, há que prevenir a possibilidade de ocorrer erosão no solo de fundação aquando da extração da água existente no cilindro, sendo que, para isso, se recorre a uma simples colocação de um lençol de plástico na base do mesmo. É fundamental encontrar uma percentagem de enchimento ideal para a estrutura, a fim de se garantirem os resultados pretendidos.



Figura 2.19 – Bombagem de um cilindro em geotêxtil (Bezuijen e Vastenburger, 2013).



Figura 2.20 – Equipamento para conter o cilindro em geossintéticos (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

Uma forma comum para designar a percentagem de enchimento é o quociente entre a área do cilindro depois da fase de enchimento pela área prevista teoricamente para um enchimento do cilindro de 100%. Por questões de manuseamento em campo, é costume existir uma relação por peso em vez de áreas, sendo que, quando estes valores forem diferentes, é essencial indicar qual o parâmetro em que a percentagem de enchimento é baseado.

A criação de uma estrutura em cilindros está, portanto, dependente de todo o processo de enchimento e é durante esta fase que são exercidas as maiores forças no geotêxtil. Assim, tornam-se essenciais os conceitos de capacidade de bombagem e de velocidade de enchimento para compreender este conceito (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

Aquando do procedimento de instalação, há que ter em atenção os pontos fracos de um cilindro em geossintéticos e as zonas onde se encontram as costuras e as sobreposições, caso se execute uma estrutura com mais de uma camada (layer), mantendo no mínimo estas zonas e garantindo uma correta monitorização das mesmas.

2.4.2.1. CAPACIDADE E VELOCIDADE DE BOMBAGEM

A mistura de água e areia que se destina ao cilindro é geralmente colocada com recurso a uma tubagem de pressão, ilustrada na Fig. 2.21, havendo, assim, uma relação entre o diâmetro deste com a velocidade e a sua capacidade de bombagem.



Figura 2.21 – Equipamento de Bombagem (Fonte: <http://www.caterinasupply.com/Special%20Products.htm>)

A capacidade de bombagem indica a quantidade de areia que se encontra a encher o equipamento de bombagem, num determinado período de tempo e está relacionada com um determinado número de variáveis, tais como, a velocidade de bombagem, o diâmetro do tubo de enchimento, o comprimento do respetivo tubo e a resistência exercida pelo tubo que tem de ser ultrapassada. A velocidade de bombagem está diretamente relacionada com o diâmetro do tubo e a qualidade da areia a ser usada para o processo de enchimento.

O processo mais simples para avaliar o diâmetro médio dos grãos de areia $D_{méd}$, é formulado na Eq. 1:

$$D_{méd} = \frac{D_{10} + D_{20} + D_{30} + D_{40} + D_{50} + D_{60} + D_{70} + D_{80} + D_{90}}{9} \quad (1)$$

Depois de determinado o diâmetro médio dos grãos e recorrendo a um diâmetro apropriado para o tubo (Φ_{tubo}), pode definir-se a velocidade crítica de bombagem, ou seja, calcular qual a velocidade mínima para qual não haja deposição de areia no tubo. Através do trabalho de Führboter *et al.*, referido em Bezuijen e Vastenburg 2013, foi desenvolvido uma forma, de carácter experimental, de determinar a velocidade crítica de bombagem para diferentes valores de diâmetro da tubagem, assim como o diâmetro médio do grão. Na tabela 2.1 pode ver-se a velocidade crítica de bombagem, em função dos parâmetros acima mencionados.

Tabela 2.1 – Velocidade crítica de bombagem em função do diâmetro do tubo e do tipo de areia. Adaptado, Bezuijen e Vastenburg, 2013.

D _{méd} areia em µm	Tipo de areia	Φ tubo em m				
		0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
100	Fina	2.40m/s	2.59m/s	2.77m/s	2.94m/s	3.10m/s
200	Razoavelmente Fina	3.09m/s	3.34m/s	3.57m/s	3.78m/s	3.99m/s
300	Razoavelmente Grossa	3.43m/s	3.71m/s	3.96m/s	4.20m/s	4.43m/s

Na prática, é comum utilizar uma velocidade mínima de bombagem 0.5 m/s superior à velocidade crítica de bombagem, sendo que, velocidades mais elevadas não são aconselhadas, pois implicam um maior custo energético e levam a um maior desgaste do tubo.

Através da Tabela 2.2, pode encontrar-se, para um rácio de areia e água de 1:5, diferentes capacidades de bombagem para as diferentes velocidades críticas de bombagem representadas na tabela anterior acrescidas de 0,5 m/s.

Tabela 2.2 – Capacidade de bombagem em função do diâmetro do tubo e do tipo de areia, para as diferentes velocidades de bombagem, para um rácio de 1:5 Adaptado, Bezuijen e Vastenburg, 2013.

D _{méd} areia em µm	Tipo de areia	Φ tubo em m				
		0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
100	Fina	148m ³ /h	214m ³ /h	296m ³ /h	394m ³ /h	509m ³ /h
200	Razoavelmente Fina	183m ³ /h	266m ³ /h	368m ³ /h	490m ³ /h	634m ³ /h
300	Razoavelmente Grossa	200m ³ /h	291m ³ /h	403m ³ /h	538m ³ /h	697m ³ /h

2.4.2.2 MATERIAL DE ENCHIMENTO

Como dito anteriormente, os cilindros de geossintéticos podem ser preenchidos com recurso a areia ou a outro material granular, porém, é mais frequente recorrer à areia por ser muito mais fácil de obter no local onde decorre a atividade. Fatores como a densidade do material arenoso e a distribuição do tamanho dos grãos são de carácter importantíssimo para todo o processo de conceção de uma estrutura em cilindros. Ao ser utilizada areia que contenha grande número de finos, o processo de consolidação associado ao cilindro de geossintético ocorrerá mais lentamente (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Na escolha do geotêxtil, a permeabilidade também influencia este processo.

Quando a bombagem da mistura de água e areia é colocada no cilindro, a areia irá depositar-se, enquanto que a água irá sair pelos poros do tecido, graças à permeabilidade destes e pelas diferentes

entradas onde ocorre a bombagem. Para determinar o tempo que a areia demora a depositar-se, determina-se a velocidade sedimentação (v_{sed}) (m/s), apresentado na Eq.2. Esta equação é apresentada por Van Rhee, 2002 para situações onde o enchimento do cilindro é executado por uma tremonha.

$$v_{sed} = \frac{\omega_0 * c * (1 - c)^4}{1 - n - c} \quad (2)$$

Onde, n significa a porosidade do material de enchimento, neste caso a areia, ω_0 representa a velocidade de queda de grão singular (m/s) e c , representa a concentração de areia na mistura inicial (m^3/m^3). Há que ter em referência que esta formulação não tem em conta a erosão que pode ocorrer na camada arenosa na altura da deposição e despreza a água que é perdida nos poros dos grãos de areia. A velocidade de sedimentação vai ser superior no início de todo o processo de enchimento, visto que a velocidade de enchimento é superior e vai decrescendo ao longo que ocorre o enchimento do cilindro (Bezuijen e Vatenburg, 2013).

A velocidade de queda pode ser calculada com recurso a lei de Stokes (Bezuijen e Vastenburger, 2013), apresentado na Eq. 3.

$$\omega_0 = X * \frac{\Delta * g * D_{med}^2}{18 * \nu} \quad (3)$$

Em que, X representa um fator de forma, com o valor recomendado de 0.7 por Van Rhee, 2002 citado em Bezuijen e Vastenburger 2013. Δ corresponde a densidade relativa do material de enchimento, D_{med} é o diâmetro médio do grão de areia (m) conforme foi explícito na Eq. 1, e ν é a viscosidade cinemática da água (m^2/s).

Todavia, desde que o geotêxtil apresente uma permeabilidade idêntica à da areia, a velocidade de sedimentação vai ser superior ao formulado na Eq. 2, pois assim existem duas hipóteses por onde a água poderá ser drenada, em vez de uma como na formulação anterior.

Para se garantir uma boa capacidade de retenção pelo material geossintético de modo a não prejudicar a otimização do procedimento de drenagem da água, podemos recorrer à seguinte equação (Eq.4) encontrada em CUR, 2006 e citado por das Neves (2011) e Kriel (2012).

$$O_{90} \leq 1.5 * D_{10} * C_u^{0.5} \quad (4)$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5)$$

Onde O_{90} representa a abertura no geotêxtil a qual 90% dos grãos de areia passam pelo geotêxtil e C_u corresponde a um coeficiente de uniformidade apresentado na Eq.5. Quando o material geossintético for muito largo, pode levar à perda de grãos de areia e, caso seja muito apertado, pode levar a excessos de pressão no material, levando à rutura deste.

2.4.3 DIMENSIONAMENTO

O processo de dimensionamento de um cilindro em geossintéticos é um processo moroso e precisa de muito cuidado, pois tem de se encontrar a melhor solução possível para as diferentes situações que podem surgir em projeto. Na Fig. 2.22 é possível observar um esquema com as considerações mais gerais que se podem encontrar para o dimensionamento de um qualquer elemento em geotêxtil encapsulado com areia.

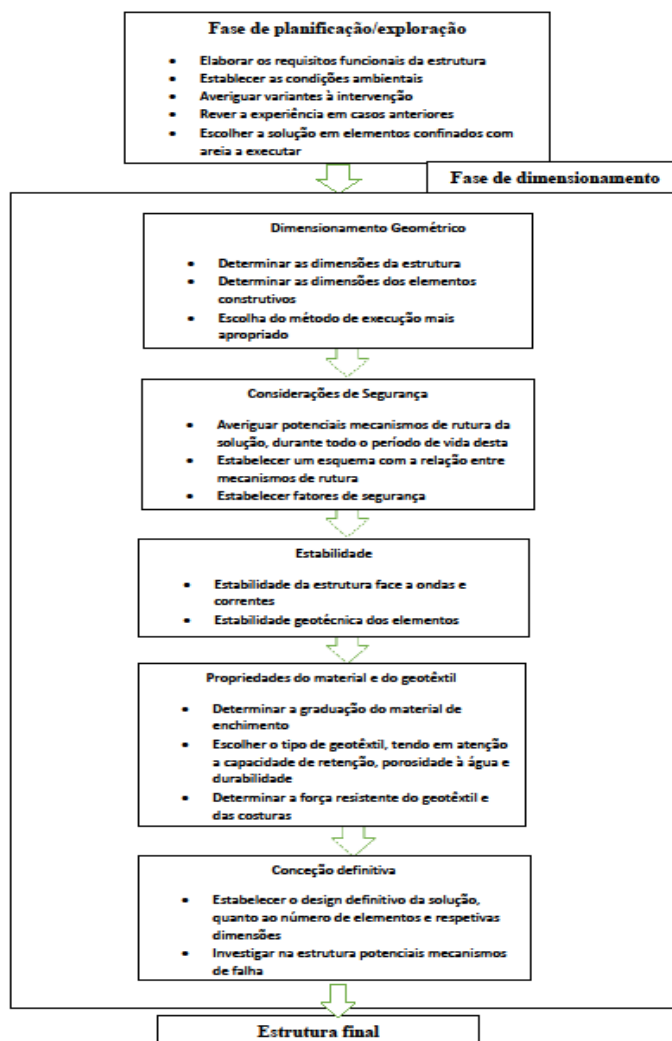


Figura 2.22 – Sequência iterativa para a conceção de um elemento em geotêxtil encapsulado adaptado de Bezuijen e Vastenburger, 2013.

Inicialmente, neste processo de conceção há que estabelecer todos os requisitos funcionais e técnicos deste tipo de aplicação, nomeadamente a função do elemento, as condições ambientais e o orçamento a cumprir. Seguidamente, estabelecer as principais dimensões que a estrutura terá, e definir o tamanho

dos diversos elementos que constituem a estrutura em si, sendo que o projetista tem de se basear não só na sua experiência adquirida, mas também na viabilidade construtiva da estrutura, na viabilidade económica e a sua área de aplicação. (Bezuijen e Vastenburger, 2013)

Para o dimensionamento da futura estrutura, pode recorrer-se a várias formulações que têm como base vários trabalhos experimentais, tal como as executadas por Van Steeg e Vastenburger (2010), onde, através do seu trabalho estudaram a estabilidade dos cilindros e a possível migração da areia dentro destes, durante a ação direta das ondas em modelos com larga escala (das Neves, 2011). Através destes resultados os autores obtiveram uma relação para um determinado cilindro em função da largura da sua base B , a altura do mesmo H , o ângulo da fundação do cilindro β , a altura significativa da onda H_s , o coeficiente de atrito entre o cilindro e a base ϕ , o peso volúmico relativo do cilindro ρ' , associado a um fator corretivo referente ao galgamento sobre a estrutura χ , assumindo para tal que o deslocamento máximo do cilindro durante uma tempestade de cerca de 1000 ondas corresponde a 5% da largura do mesmo (das Neves, 2011). A Eq. 6, representa a relação obtida.

$$\frac{H_s * \chi}{\rho' * \sqrt{B * H} * (\phi \cos \beta + \sin \beta)} \leq 0.65 \quad (6)$$

Previamente, a Van Steeg e a Vastenburger, já Wouters (1998) tinha desenvolvido uma fórmula para a estabilidade dos cilindros de geossintéticos, baseando-se em dados experimentais de outros autores como Porraz (1979). A Eq.7 representa a formulação de Wouters, onde H_s , é a altura de onda significativa, ρ' o peso volúmico relativo do cilindro, D_n , é o diâmetro nominal do cilindro e ξ o número de Ibarren, factor que se associa a rebentação da onda.

$$\frac{H_s}{\rho' * D_n} = \frac{2.0}{\sqrt{\xi}} \quad (7)$$

Outros trabalhos, como Omerucci *et al.*, (2002) e Antunes do Carmo *et al.*, (2009), têm como base a formulação de Wouters, estando representadas respetivamente nas Eq. 8, e Eq. 9.

$$\frac{H_s}{\rho' * D_n} = \frac{2.75}{\sqrt{\xi}} \quad (8)$$

$$\frac{H_s}{\rho' * D_n} = \frac{2.5}{\sqrt{\xi}} \quad (9)$$

Por conseguinte, deve avaliar-se a existência de uma ou mais camadas (layers) que a estrutura final terá. A existência de uma única tem-se mostrado mais segura, mesmo tendo de recorrer a diâmetros

consideravelmente superiores, segundo Bezuijen e Vastenburg, 2013. Contudo, uma estrutura com mais do que uma camada é exequível, mas necessitará de maior volume de espaço e de cuidado na sua instalação.

Para avaliar a quantidade de elementos que é necessária para um determinado projeto, há que ter a disponibilidade de saber as dimensões que o cilindro terá depois do seu enchimento; uma estimativa inicial das dimensões e da forma deste quando cheio, pode ser calculada através das seguintes formulações (Bezuijen e Vastenburg, 2013), apresentadas nas Eq. 10, e Eq. 11.

$$h \geq (1 - \sqrt{1-f}) * D \quad (10)$$

$$b \leq h + \frac{1}{2} * \pi * (D - h) \quad (11)$$

Onde h representa a altura estimada do cilindro preenchido (m), f enuncia a percentagem de enchimento, D indica a o diâmetro do cilindro com um enchimento total (m) e finalmente b , representa a estimativa da largura do cilindro preenchido (m). Na Figura 2.23, encontram-se representado as variáveis para melhor compreender o seu significado.

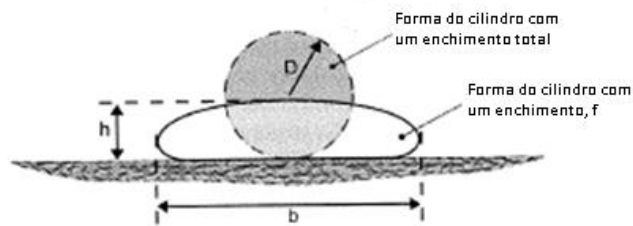


Figura 2.23 – Estimativa inicial dos elementos de um cilindro em geotêxtil adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013

Pode, inclusive, recorrer-se à tabela 2.3, sendo que esta mostra as dimensões do cilindro para percentagens de enchimento entre 60% a 100%, em função do raio da circunferência de um cilindro com uma percentagem de enchimento de 100% (Bezuijen e Vastenburg, 2013). Esta tabela é resultante do trabalho de Bezuijen e Van Steeg (2009).

Tabela 2.3 - Dimensões e forma do cilindro em geotêxtil para várias percentagens de enchimento (adaptado de Bezuijen e Vastenburg, 2013)

f (-)	b (m)	h (m)
1,00	2,00R	2,00R
0,95	2,28R	1,39R
0,90	2,40R	1,42R
0,85	2,49R	1,29R
0,80	2,56R	1,17R
0,75	2,63R	1,07R
0,70	2,69R	0,98R
0,65	2,74R	0,89R
0,60	2,79R	0,81R

Onde R representa o raio teórico da circunferência com uma percentagem de enchimento de 100%.

Outro elemento chave para definir uma estrutura deste género é a escolha do material geossintético a usar, ou seja, tem de permitir que água consiga sair de dentro do cilindro mas também que previna a saída da areia. A resistência à tensão, designadamente a exercida pela ação das cargas na altura do enchimento, é também fundamental na escolha do geotêxtil. Segundo Bezuijen e Vastenburg (2013), para escolher material geossintético, a utilizar este deve respeitar as seguintes exigências:

- Ser suficientemente permeável;
- Impedir saída de areia do seu interior;
- Resistir às pressões exercidas na fase de enchimento;
- Resistir às ações localizadas, como vandalismo e o rasgar em zonas críticas;
- Resistir à radiação UV.

2.4.4 MECANISMOS DE RUTURA E CONSIDERAÇÕES SOBRE A SEGURANÇA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

Na conceção de uma aplicação deste tipo de estrutura há que ter em consideração os diversos mecanismos de rutura que podem ocorrer na estrutura. Segundo das Neves (2011) há que ter em consideração que esta rutura poderá acontecer, graças a ações internas do geotêxtil ou devido a ações externas, exercidas por cargas que estão diretamente aplicadas. Exemplos de roturas que podem acontecer são as seguintes (por exemplo, das Neves, 2011 e Bezuijen e Vastenburg, 2013):

- Rutura do geotêxtil devido a um excesso de pressão aquando da altura do enchimento;
- Rutura do geotêxtil devido a uma insuficiência da capacidade de resistência das costuras;
- Rolamento do cilindro em geotêxtil, na altura do enchimento;
- Instabilidade do cilindro, quando sujeito a ação direta das ondas;
- Erosão da fundação do geotêxtil;

- Perda do material de enchimento pelo tecido geossintético;
- Migração da areia no interior do cilindro.

Estes modos de rutura são provocados pela ação de vários fatores, que então põem em questão a estabilidade hidráulica destes sistemas. Alguns destes fatores, segundo das Neves (2011):

- Modo de posicionamento (Sobreposição de elementos e orientação segundo a direção da onda);
- Percentagem de enchimento;
- Coeficiente de atrito;
- Inclinação do talude de fundação;
- Condições de ondas locais, que atuam diretamente sobre a estrutura.

Tendo em conta estes modos de rutura, há que garantir que a estrutura reúna todos os requisitos para durar o seu período de vida projetado, e portanto há que diminuir a possibilidade de ocorrência destes fenómenos de debilidade. Todavia, e ao contrário de um outro tipo de estruturas de defesa costeira, para os elementos em geotêxtil confinados com areia, ainda não foi desenvolvido um extensivo método probabilístico que possa ser usado com confiança (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

2.4.5 OUTROS ASPETOS NO DIMENSIONAMENTO

Depois de concluído o cálculo das principais dimensões e respetivos tamanhos dos elementos da futura aplicação em cilindros de geossintéticos, há que avaliar alguns parâmetros que podem ser constatados através da Figura 2.22, a força de tensão necessária do geotêxtil e a resistência que este tem de possuir quando em contacto direto com o impacte das ondas e ação das correntes marítimas.

2.4.5.1 FORÇA DE TENSÃO REQUERIDA

Para que se garanta uma correta aplicação desta técnica é necessário que o geotêxtil tenha robustez suficiente para conseguir resistir a todas as cargas que ocorrem durante a fase de instalação, ou seja, quando se executa o enchimento do cilindro. Para determinar a carga máxima a que o próprio geotêxtil resiste, há que estabelecer a percentagem de enchimento deste e saber a forma que este terá depois de concluído a fase de enchimento (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

O método de análise desta questão é baseado na suposição de não existir transferência das forças de corte pelo elemento de enchimento para a superfície do geotêxtil, na parte em que o cilindro não está em contacto com a fundação. Note-se que a transferência existe, mas como a areia se encontra num estado solto, conseguiu-se chegar a um resultado com uma precisão razoável. Outra suposição diz respeito ao cilindro não possuir rigidez à flexão, assim sendo, a tensão do geotêxtil permanece constante. (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

A relação entre a pressão interna, a força de tensão e a curvatura do geotêxtil é a apresentada na Eq. 13

$$T = p * r \quad (13)$$

Onde, T é a força de tensão geotêxtil (kN/m), p é a pressão no elemento de enchimento (kN/m²) e r é o raio da curvatura num ponto aleatório do geotêxtil (m). Porém, pode-se ainda recorrer aos diferentes gráficos ilustrados nos Figura 2.24, 2.25, e 2.26, que foram baseados no método de Timoshenko (Bezuijen e Vastenburg, 2013). De referir que nestes gráficos é assumido um peso de cada unidade de

20kN/m³ para a pressão na parte superior do cilindro na Figura 2.24, e um valor de 10 kN/m³ na Figura 2.25 durante um enchimento com uma pressão de 5kPa. A linha verde, apresentada em 2.24 e 2.25, indica-nos o rácio da altura em função do diâmetro teórico.

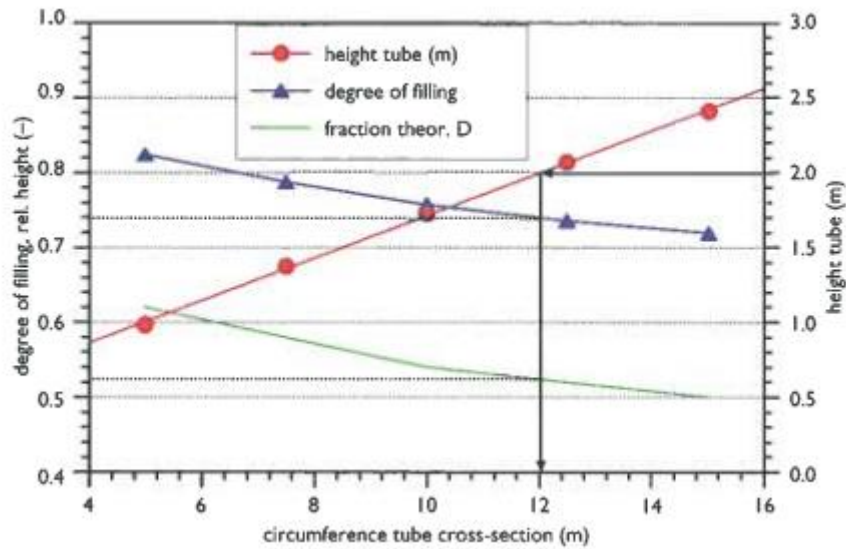


Figura 2.24 – Cálculo das dimensões do cilindro, em função da percentagem de enchimento, num cilindro acima do nível da água (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

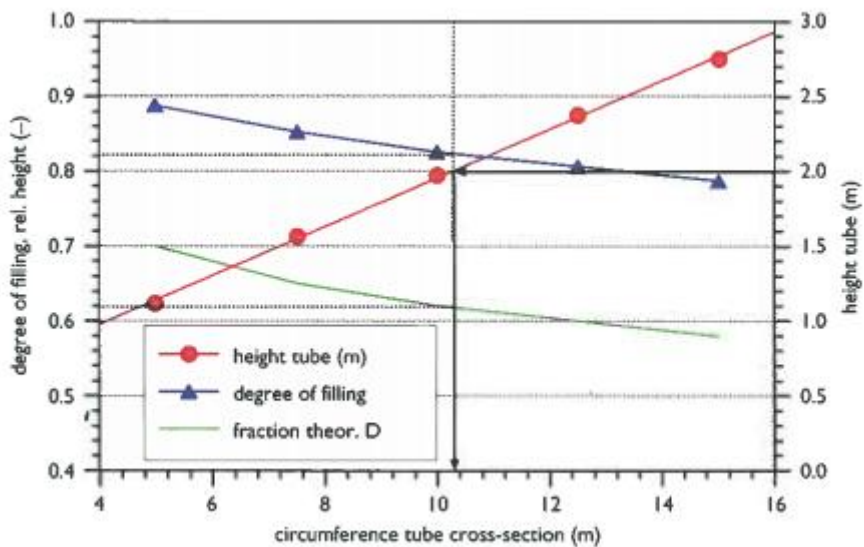


Figura 2.25 – Cálculo das dimensões do cilindro, em função da percentagem de enchimento, num cilindro abaixo do nível da água (Bezuijen e Vastenburger, 2013).

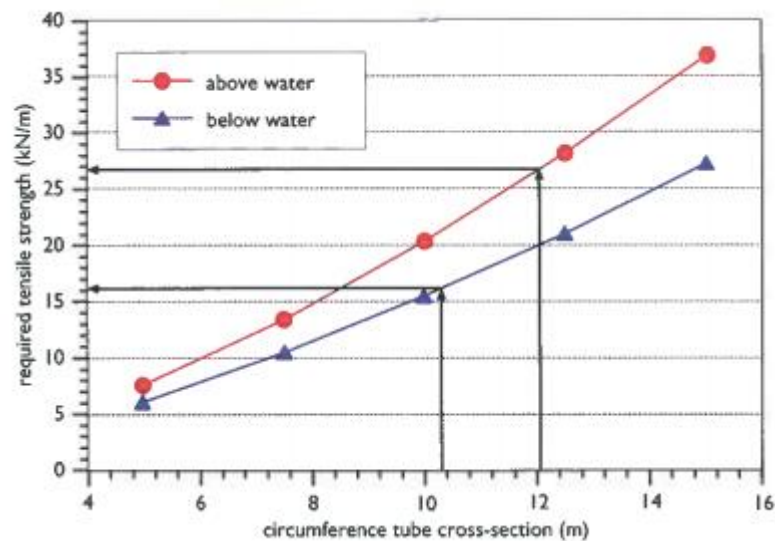


Figura 2.26 – Força teórica de tensão necessária ao geotêxtil (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Um fator de segurança tem de ser aplicado ao cálculo das tensões para que se consiga obter uma solução que garanta a segurança da estrutura. Assim, com o recurso aos métodos acima mencionados, pode obter-se uma estimativa aproximada das forças de tensão que vão ocorrer na fase de enchimento.

2.4.5.2 ESTABILIDADE SOB AÇÃO DE ONDAS

Segundo estudos mais recentes na pesquisa desta temática com cilindros em geotêxteis foi concluído que a altura de onda crítica, ou seja, a altura da onda que faz com que o cilindro comece a mover, é aproximadamente igual ao diâmetro da circunferência correspondente a uma percentagem de enchimento no cilindro de 100%. Isto é aplicável somente aos cilindros que se encontram em situações mais expostas. (Bezuijen e Vastenburg, 2013).

Para elementos encapsulados com areia, pode utilizar-se a Eq. 14, para simplificar uma aproximação inicial da estabilidade sob a ação das ondas (Bezuijen e Vastenburg, 2013):

$$\frac{H_s}{\Delta_n * D_k} \leq 1,0 \quad (14)$$

Em que $D_k = l$, se os cilindros se encontram paralelos a direção da onda e o seu comprimento é inferior a duas vezes a largura em cálculo (m)

E $D_k = b$, se os cilindros estão colocados transversalmente a direção da onda (m)

Onde, H_s representa a altura de onda significativa (m), Δ_n significa a densidade relativa do cilindro em geossintéticos, D_k indica a espessura efectiva do cilindro em geossintéticos (m), b a largura do cilindro em geossintéticos (m), e finalmente l representa o comprimento do cilindro.

Segundo Van Steeg *et al.*, 2011 é mostrado, que dependendo das circunstâncias do local, estas relações podem ter um nível de complicação superior, tendo a necessidade de aplicar medidas extraordinárias para precaver estes efeitos.

Apesar dos cilindros terem por vezes comprimentos que podem atingir grandes proporções, segundo a bibliografia consultada, é recomendável que na Eq. 14 o comprimento usado nos cálculos não exceda o dobro da espessura média ou altura (D_k) do cilindro colocado na parte superior (Pilarczyk, 2000).

2.4.5.3 ESTABILIDADE SOB AÇÃO DAS CORRENTES MARÍTIMAS SOB O TOPO DA ESTRUTURA

Ainda existe pouca informação disponível em relação a esta temática. Para analisar este aspeto podemos recorrer a uma relação adimensional que resulta da ação externa das correntes com a estrutura e peso dos cilindros que poderão ser usados, ou seja, garantir o equilíbrio de forças num único elemento, Eq. 15 (Bezuijen e Vastenburger, 2013):

$$\frac{\mu_{cr}}{\sqrt{g * \Delta_n * D_k}} \leq F \quad (15)$$

Onde, μ_{cr} representa a velocidade crítica do fluxo de água (m/s) e g , representa a aceleração da gravidade ($g = 9.81$) (m/s^2). F indica um fator de segurança que segundo as várias bibliografias, referenciadas por Bezuijen e Vastenburger (2013) podem variar entre 0.5 a 1.8, sendo que para um dimensionamento preliminar é recomendável usar valores a variar entre 0.5 e 1.0.

É crucial garantir à estrutura que não ocorram galgamentos sobre esta, pois estes são bastantes prejudiciais. Aumentam a erosão no lado de tardo da estrutura, removem o solo que constitui o recobrimento, pondo a estrutura completamente exposta e aumentam a existência de água no subsolo da estrutura, levando a problemas de estabilidade. Para minimizar o impacto negativo que os galgamentos têm sob a estrutura pode-se recorrer a um “*splash apron*”.

2.4.6. PREVENÇÃO DA EROSÃO NUMA ESTRUTURA ADERENTE EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

É normal o uso desta aplicação como proteção costeira, e portanto, ficam sujeitas a fenómenos de erosão, constituindo um dos principais modos de rutura que podem acontecer neste tipo de estrutura. Quando o ponto mais inferior do cilindro não se encontra suficientemente profundo na areia, é só uma questão de tempo para que a estrutura entre em ruína e consequentemente perca por completo todas as suas capacidades, podendo haver possibilidade de galgamentos e consequentemente danos nas zonas adjacentes, ou então leva há necessidade de reparar ou mesmo recolocar cilindros afetados, aumentando assim os custos de manutenção. Note-se que isto poderá fazer com que o projetista/cliente perca a confiança neste tipo de projetos.

Dependendo da sua localização ao longo da linha de costa, a estrutura pode estar sujeita a diferentes agentes de erosão, conforme foi explícito por das Neves (2011). Se a estrutura se localizar na zona de *off-shore*, a erosão é dominada pelas ações diretas da onda. Quando esta se localiza dentro da *surf zone*, a ação é preponderada pela ação da rebentação das ondas e quando localizada na *swash zone*, as ações de espraçamento (*run-up*) e refluxo (*run-down*) da onda. A distribuição dos grãos de areia na praia, ou nos fundos marítimos podem também acelerar este processo.

Na Figura 2.27 é representado o fenómeno erosivo no pé de uma estrutura em cilindros de geossintéticos.

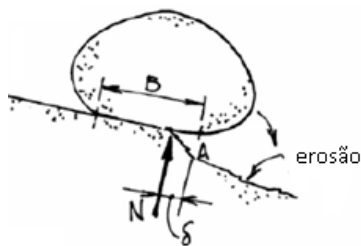


Figura 2.27 – Erosão no pé de uma estrutura em cilindros de geossintéticos (Kriel, 2012).

Em zonas onde existem diferentes amplitudes de marés e alternância de ondas de diferentes alturas, como no caso de estudo mais a frente mencionado, há que contar com episódios cíclicos deste fenómeno, e portanto há que adotar medidas que façam atenuar este fenómeno para que se garanta uma maior estabilidade do cilindro em geossintético. Um exemplo é recorrendo a uma estrutura designada por “*apron*”, consistindo este num filtro rematado em forma de tubo, tendo como objetivo a proteção da base de fundação a futuras infraescavações da camada sedimentar adjacente, sendo utilizado com o mesmo tipo de tecido do cilindro e cosido a este. Quando haver a interação com a ação da água, vai ocorrer erosão no fundo do tubo, fazendo que este se enterre e proteja o cilindro em geossintético. Segundo Pilarczyk, 2000, a largura do “*apron*” não deve ser menos que duas vezes a altura de onda de projeto.

Na Figura 2.28, é ilustrado uma solução deste género.



Figura 2.28 – Visualização de um “*apron*” numa intervenção no Monte de Santa Helena nos Estados Unidos da América (Fonte: <http://infralt.com/mount-st-helens/>).

Segundo Kriel 2012, outras soluções para mitigar este problema incluem a colocação de um cilindro mais pequeno na base do cilindro principal e fazer uma pré-escavação de forma a que o cilindro da última camada seja colocado.

2.5. EXPERIÊNCIA EM CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

2.5.1. ENQUADRAMENTO

Existem vários casos práticos da aplicação de cilindros de geossintéticos, não só em grandes países como os Estados Unidos da América ou a Austrália, como o caso português, com elevada documentação bibliográfica, mostrando um interesse cada vez mais acentuado neste tipo de estrutura para resolver problemas cíclicos de erosão ao longo da linha de costa.

Esta sua aplicação têm sido efetuada numa panóplia variada de casos, e não só exclusivamente à proteção dunar, tais como execução de esporões, quebramares destacados ou mesmo à criação artificial de ilhas.

No restante subcapítulo, são documentados exemplos de aplicação, em primeiro lugar, em relação ao caso de estudo português, nomeadamente as intervenções na Praia da Falésia no Algarve e a intervenção efetuada na Praia da Leirosa, na Figueira da Foz. Posteriormente são ilustrados, através de uma vasta referência bibliográfica, exemplos da mesma aplicação em vários países.

2.5.2. EXPERIÊNCIA PORTUGUESA

2.5.2.1 PRAIA DA FALÉSIA - ALBUFEIRA

Localizado na Praia da Falésia, no município de Albufeira, encontra-se situado o Pine Cliff Resort. O empreendimento é um dos resorts de luxo mais premiados e prestigiados, oferecendo uma enorme variedade de opções de alojamento e conjunto de infraestruturas de índole recreativa como campo de ténis e de golfe, tendo também a praia adjacente ao empreendimento um grande poder atrativo.

Contudo, ações marítimas mais severas acentuou o fenómeno erosivo na praia pondo em perigo as instalações do resort, designadamente, o bar que se localizava na respetiva praia. Para precaver tal efeito foi executada uma obra de defesa costeira aderente constituída por cilindros de geossintéticos, tendo como principal objetivo, segundo a empresa que gere as instalações, a United Investments Portugal, conferir uma maior segurança e conforto aos banhistas que frequentavam o local. Note-se que entre 2001 e 2011 a empresa gestora, investiu em diversas alimentações artificiais de areia no local.

A Figura 2.29 demonstra a planta do projeto em cilindros de geossintéticos.

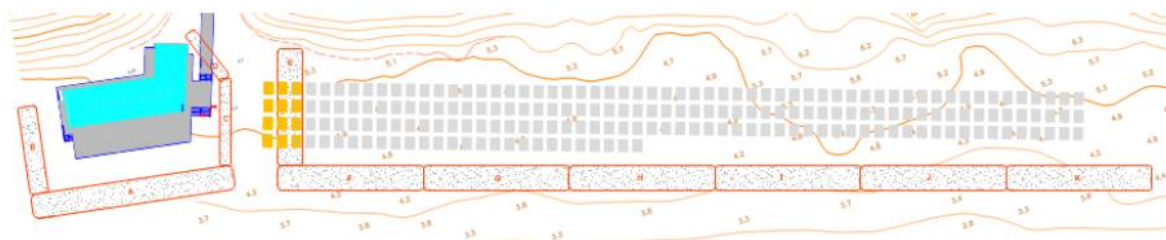


Figura 2.29 – Planta do projeto realizado em cilindros de geossintéticos, no Pine Cliff Resort na Praia da Falésia, Albufeira (Porto, 2013)

A estrutura tinha o intuito de reter os sedimentos na secção frontal da mesma, para que se conseguisse obter uma plataforma para instalação de equipamentos balneares (Porto, 2013) e proteger as fundações do bar, impedido que a ação cíclica das marés levasse a areia que suporta a estrutura.

A solução consistia na utilização de 11 cilindros de geossintéticos com comprimentos a variar entre os 13 e os 31m e alturas, após enchimento, entre 1 e 2m. Os cilindros foram preenchidos com areia no local da intervenção, recorrendo-se para tal a uma bombagem, como descrito anteriormente, com uma mistura de areia e água, tendo a bomba utilizada uma capacidade de 500m³/h. Os cilindros foram depositados numa vala, com um fundo completamente regular, de modo a que se evitasse migrações indesejadas da areia dentro dos cilindros. A Figura 2.30 mostra uma sequência alusiva à construção da estrutura mencionada, sendo que as imagens foram recolhidas após a visualização de um vídeo aquando da elaboração do projeto. Enquanto a Figura 2.31, mostra a situação atual da estrutura, à data desta dissertação. As areias que foram colocadas para recobrir a estrutura foram removidas pelo mar pelo que existe um desnível acentuado o que dificulta o acesso dos utentes à água.



Colocação do cilindro no local, usando uma retroescavadora



Extensão do cilindro em geossintético



Preparação dos Trabalhos de Bombagem



Início da Bombagem



Equipamento de Bombagem



Aspeto final da Estrutura

Figura 2.30 – Procedimento de instalação de um cilindro no Pine Cliff Resort, Albufeira (Fonte: <http://www.youtube.com/watch?v=jTgo9mEUOI0>).



Figura 2.31 – Estado atual da instalação, datado de 27/05/2014 depois de a areia de recobrimento ter sido removida pelo mar.

Como resultado final o bar, pertencente à direção do Pine Cliff Resort, e a praia existente encontram-se protegidos, essencialmente contra o poder das forças da maré, facilitando também uma acumulação de areia na parte posterior aos cilindros. No entanto a estrutura necessita de ser periodicamente recoberta com areia para que seja menos impactante e para que seja facilitado o acesso pedonal da plataforma superior da praia até ao mar.

2.5.2.2 PRAIA DA LEIROSA – FIGUEIRA DA FOZ

Situada no concelho da Figueira da Foz, a praia da Leirosa é essencialmente utilizada para fins piscatórios, sendo um dos poucos locais em que ainda persiste a arte “Xávega” na pesca. Note-se que esta praia é ainda muito procurada pelos surfistas.

A implantação de um emissário submarino de efluentes industriais de duas empresas produziu alterações na dinâmica e estrutura do sistema dunar da Leirosa, desde já de si bastante precário (Antunes do Carmo, 2013), levando à danificação do mesmo, necessitando de um novo processo para a reconstrução da duna. No entanto existia e tem-se acentuado um intenso processo erosivo em grande extensão das praias e dunas a sul dos quebra-mares do porto da Figueira da Foz, extensão onde se localiza esta praia. É um fenómeno de grandes proporções pelo que a intervenção em causa é geograficamente muito limitada. Procedeu-se então a uma alimentação artificial de areia, local, sendo a duna mecanicamente nivelada com as alturas e declives pretendidos, de forma a garantir as condições semelhantes ao cordão anteriormente existente, tendo sido esta opção de defesa costeira escolhida devido à sua facilidade e rapidez de colocação, já que existia um risco iminente de entrada da água do mar. Consequentemente deu-se um processo de revegetação para estabilizar o cordão dunar. Na Figura 2.32 observa-se uma fase desta primeira intervenção que existiu em Leirosa.



Figura 2.32 – Primeira Intervenção em Leirosa, datado de Março de 2000 (Fonte: <http://leirosadunes.bot.uc.pt/index.php?menu=14&language=pt&tabela=geral>).

Todavia, esta solução ficava claramente debilitada, quando sujeita a agitações marítimas mais rigorosas, designadamente na época de inverno. Tal aconteceu em 2000/2001, tendo sido a duna do lado exposto ao mar bastante danificada. Porém, devido ao procedimento de revegetação que ocorreu após a conclusão da alimentação artificial e consequente desenvolvimento da vegetação, a duna permaneceu estável. Contudo não era uma opção que transmitia plena confiança e portanto haveria que averiguar um novo tipo de solução para o caso.

No ano de 2004, foi escolhida uma solução recorrendo aos geossintéticos. Nesta nova técnica, inovadora em Portugal, as camadas de areia iam ser encapsuladas por uma tela em geossintético, designando-se como uma solução em “wrap-around”, com uma extensão de 120m e uma altura de

8m, colocados na cota 2m (Z.H) (Antunes do Carmo, 2013). Na base da estrutura para prevenir futuras infraescavações foram colocados três fiadas de sacos em geossintéticos, a uma cota de 1.5m (Z.H.). Na Figura 2.33, observa-se a tela utilizada nesta segunda intervenção na praia de Leirosa.



Figura 2.33 – Tela em geossintético usada na segunda Intervenção em Leirosa, datado de Fevereiro de 2005
(Fonte: <http://leirosadunes.bot.uc.pt/index.php?menu=14&language=pt&tabela=geral>).

Devido a problemas construtivos, como deficiente colagem das telas em geotêxtil e reduzida dimensão dos sacos que protegem o pé de talude da estrutura, acrescidos de fortes temporais que se manifestaram no inverno de 2005-2006 (Antunes do Carmo, 2013), ocorreu uma remoção e destruição de vários sacos e várias fugas de areia que se encontravam contidas nas camadas inferiores da estrutura, havendo também fortes indícios de deslocamento de outras camadas acima da mesma. Na Figura 2.34 é ilustrada a situação após o inverno de 2005-2006, sendo de notar que, devido a ações de agitação marítima bastante favoráveis nos meses seguintes, houve um acréscimo da acreção de areia no local.



Figura 2.34 – Estado da estrutura em geossintéticos em Abril de 2006 (Antunes do Carmo, 2013).

Face a este problema, em 2008 foi sugerido um reforço da base da estrutura, e, para tal, recorreu-se uma vez mais a uma estrutura em geossintéticos, neste caso recorrendo a cilindros, seguindo-se uma normal construção de uma estrutura deste tipo. Os cilindros tinham um comprimento de 20m e um diâmetro de 1.6m, tendo sido constituídas 5 fiadas de cilindros, instalados à mesma cota que os sacos que estavam na solução anterior, 1.5m (Z.H.). A extensão da solução à semelhança da anterior é de 120m, sendo contudo aumentados 20m de cada lado. Na Figura 2.35 é ilustrada a secção transversal tipo da solução com os cilindros de geossintéticos e a Figura 2.36 a sequência inerente à implantação dos cilindros no caso da praia da Leirosa. Esta solução é substancialmente diferente do projeto inicial significando que não existiu apenas um problema construtivo como explicação para a instabilidade anteriormente registada.

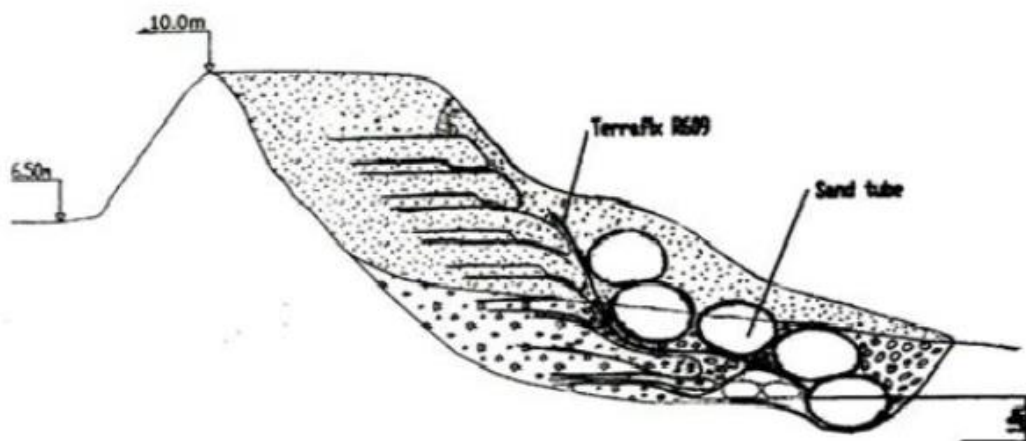


Figura 2.35 – Perfil transversal tipo da solução definitiva (Antunes do Carmo, 2009).



Início dos trabalhos de construção



Aumento progressivo da elaboração da estrutura



Posição dos cilindros face a estrutura inicial



Pormenor no limite da estrutura



Observação de duas fiadas dos cilindros



Aspeto final do cordão dunar de Leirosa

Figura 2.36 – Sequência construtiva dos cilindros de geossintéticos em Leirosa, datado de Julho a Agosto de 2008 (Fonte: <http://leirosadunes.bot.uc.pt/index.php?menu=14&language=pt&tabela=geral>).

Segundo Antunes do Carmo (2013), atualmente a estrutura mantém-se ao longo do respetivo comprimento, assistindo-se a fenómenos localizados de erosão nas zonas laterais da duna, havendo porém recuos de algumas dezenas de metros em relação ao alinhamento inicial. Apesar do que foi citado, a intervenção realizada tem carácter de sucesso visto que fixou a frente da duna, sendo que se recomenda a reutilização da mesma técnica para o restante comprimento do cordão dunar. A Figura 2.37 ilustra a situação em Fevereiro de 2013.



Figura 2.37 – Aspeto do cordão dunar da Leirosa, em Fevereiro de 2013 (Antunes do Carmo, 2013).

2.5.3. EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL

2.5.3.1 PRAIAS A NORTE DA COSTA DE YUCATAN - MÉXICO

A aplicação em Portugal dos geossintéticos está associada à proteção de sistemas dunares, contudo os cilindros de geossintéticos podem ser aplicados fora da linha costa, de uma forma paralela à mesma, funcionando à semelhança de um quebramar destacado, como no caso relatado do México.

Na costa mexicana de Yucatan, designadamente na região norte, os fenómenos de erosão têm aumentado de uma forma exponencial, em parte devido à ação adversa que o homem exerce nas zonas costeiras, aliado ao facto de ser uma zona muito suscetível a furacões, condições severas de agitação marítima e fraco transporte de sedimentos proveniente de rios. Na Figura 2.38 é facilmente constatada a situação precária inicial, anterior a qualquer intervenção.

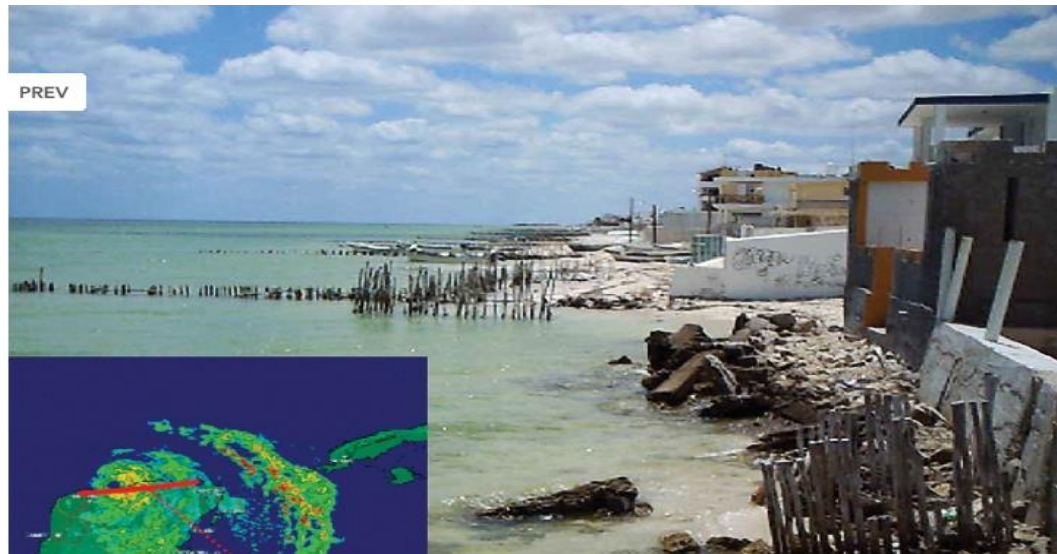


Figura 2.38 – Situação inicial, em condições deploráveis, em 2002 (Fonte: http://geosyntheticmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).

Face a estas condições em 2001, o ministério do ambiente mexicano procurou encontrar uma solução para conseguir inverter o cenário apresentado, mas que todavia não alterava a dinâmica natural da orla costeira, apresentando-se como uma solução a longo prazo. A sua escolha recaiu na utilização de cilindros de geossintéticos, sendo estes dimensionados como quebramares destacados com baixa altura de coroamento, tendo como principal função a redução da energia da onda incidente na praia. O esquema apresentado na Figura 2.39, regista as alterações que seriam perspectivadas com a introdução desta técnica de defesa da orla costeira.

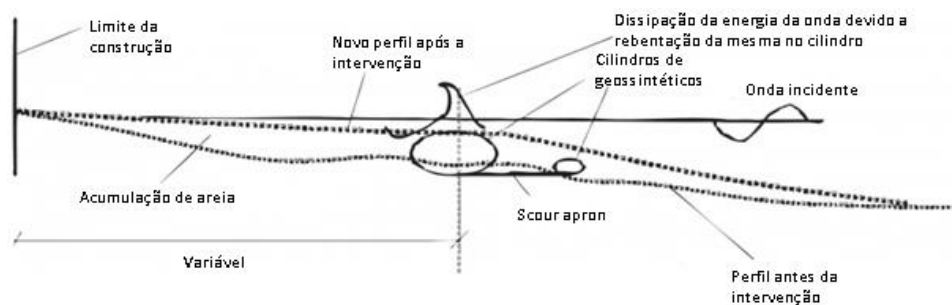


Figura 2.39 – Esquema em perspetiva do futuro perfil transversal resultante da diminuição da energia da onda incidente (Fonte: http://geosyntheticmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).

Aquando da construção da estrutura submersa, tentou-se também eliminar outros problemas que agravavam os problemas erosivos, como a destruição de estruturas transversais à linha de costa (esporões), implantação de técnicas de bypass de sedimentos em portos e alimentação artificial de praias. Assim, o normal transporte de sedimentos era parcialmente recuperado, nomeadamente em algumas zonas da costa.

A estrutura submersa em cilindros de geossintéticos tinha, para uma percentagem de enchimento de 70%, uma altura de 0.90m e largura de 1.85m, sendo estes colocados à cota -0.3 Z.H. Note-se que houve alguns pontos críticos na altura da construção da estrutura, designadamente a força de tensão no geotêxtil exercida na altura do enchimento e na disponibilidade do material de enchimento. Devido a este segundo ponto, o enchimento da estrutura deu-se de duas formas diferentes. Alguns dos cilindros eram cheios recorrendo à extração de areia dos bancos de areia existentes na zona *offshore*, através de bombeagens. Contudo, em zonas em que se pudesse usar a areia existente no local esta era a opção, recorrendo-se ao uso de um funil e uma retroescavadora para o seu enchimento. As Figura 2.40 e 2.41 exemplificam os dois diferentes tipos de enchimento aplicados, enquanto a Figura 2.42 representa o aspeto final da instalação dos cilindros.



Figura 2.40 – Enchimento dos Cilindros, recorrendo a uma tremonha (Fonte: http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).



Figura 2.41 – Enchimento dos cilindros, recorrendo a bombeagem da mistura de areia e água, proveniente dos bancos de areia (Fonte: http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).



Figura 2.42 – Aspeto final, numa determinada secção, da solução (Fonte: http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).

O sucesso desta aplicação foi bastante satisfatório, mostrando que o comportamento dos cilindros de geossintéticos, como uma estrutura submersa de baixo coroamento e paralela à linha de costa, dá resultado, pelo menos em ambientes com baixa amplitude de maré, tanto a nível ambiental como a nível de estabilização da costa. A Figura 2.43 mostra a comparação antes e após a aplicação no local, sendo que a segunda foi retirada dois anos após a conclusão da obra.



Figura 2.43 – Comparação antes e após a instalação da estrutura, fotografias com 2 anos de diferença (Fonte: http://geosyntheticmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html).

2.5.3.2 BALD HEAD ISLAND – ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

Localizado no estado norte-americano da Carolina do Norte, Bald Head Island é uma pequena localidade, a qual é exclusivamente acessível por ferry.

A partir dos anos 70, a praia a sul da localidade começou a sofrer graves problemas erosivos, pois não havia uma acreção que compensasse a areia que estava a desaparecer, sendo que em meados da década de 90, a quantidade de areia perdida tinha atingido um nível alarmante. Para resolver a situação tinha de se recorrer a uma técnica que permitisse a defesa da linha de costa. A solução escolhida foi recorrer a uma combinação entre alimentação artificial de praia e a construção de um campo de esporões; todavia, devido a leis restritivas ambientais no local, o recurso a uma solução típica de esporões em pedra era proibida. Para ultrapassar este problema, foi escolhido o uso em cilindros de geossintéticos, os quais foram colocados transversalmente à linha de costa, funcionando como um normal esporão.

Foram construídos, ao longo de 3.7km de linha de costa, 14 esporões usando esta técnica, tendo um diâmetro de 2.75m e protegidos na sua base com um “apron” com cerca de 7m de comprimento.

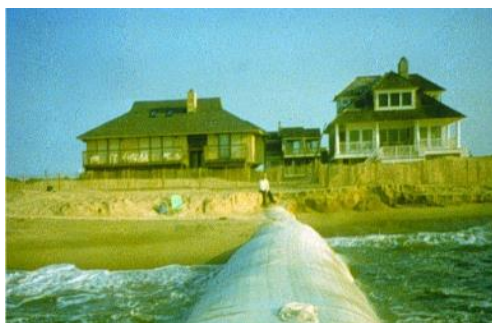
Dias após a instalação da estrutura, o furacão Fran passou no local, mas, graças à ação dos cilindros não foi verificado nenhum fenómeno erosivo; por questões de manutenção, os cilindros foram substituídos em 2005 e 2010, estando ainda a data no local. A Figura 2.44 ilustra uma sequência de imagens alusivas à construção da infraestrutura.



Instalação dos geossintéticos



Enchimento dos cilindros



Aspecto final de um esporão



Campo de esporões realizado

Figura 2.44 – Breve sequência na construção do campo de esporões em Bald Head Island (Bergado, s/d).

Devido a problemas de erosão na secção adjacente e, após o campo de esporões, é perspectivada a realização de uma construção “hard”, consistindo esta solução num esporão com cerca de 600 m para mitigar a erosão devido à proximidade de um porto marítimo.

2.5.3.3 AMWAJ ISLAND - BAHRAIN

A técnica de proteção costeira em cilindros de geossintéticos tem tido vários casos de sucesso e foi usada em vários tipos de estruturas; contudo, nenhuma pode ser comparada com a criação de uma nova ilha. Esta técnica foi utilizada graças à facilidade construtiva e a um custo bastante favorável. Exemplo desta situação verificou-se na criação da ilha de Amwaj, no Bahrain, a qual teria aproximadamente cerca de 2.79 milhões de m² de área reclamada ao mar.

Para a realização de tal obra, os cilindros tinham com uso formar o perímetro de toda a ilha, onde para a sua instalação seriam utilizados cerca de 12 milhões m³ de areia dragada, extraída de canais de navegação e de marinas que estavam projetados no local. Os cilindros iam ser colocados ao longo de 30km, com uma altura a variar entre os 2 e os 2.6m, sendo que estes iam também ser colocados segundo dois layers recorrendo-se a bombagens para enchimento de modo a atingira altura necessária paraa evitar galgamentos provenientes da variação da altura de maré (cerca de 1.5m no local) e a ocorrência de tempestades.

Também foram construídas estruturas em cilindros de geossintéticos fora da linha de costa, funcionando como um quebramar destacado para proteger a linha de costa ao longo de todo o perímetro desta; aliados aos geossintéticos iam ser utilizados blocos de betão e enrocamento. Na Figura 2.45 é representado o esquema tipo de um quebramar, com a cota de implantação de -1.5m, enquanto na Figura 2.46 é ilustrado o esquema transversal tipo dos cilindros ao longo do perímetro da ilha.

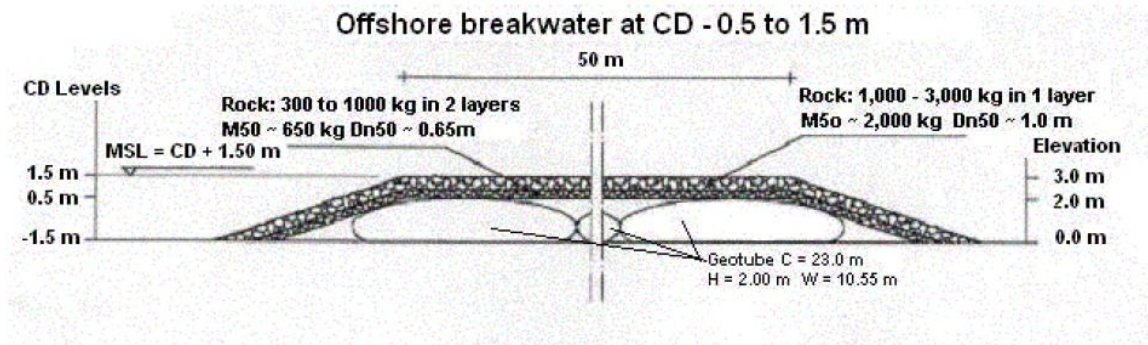


Figura 2.45 – Perfil do Quebramar destacado utilizado (Fowler et al, 2002).

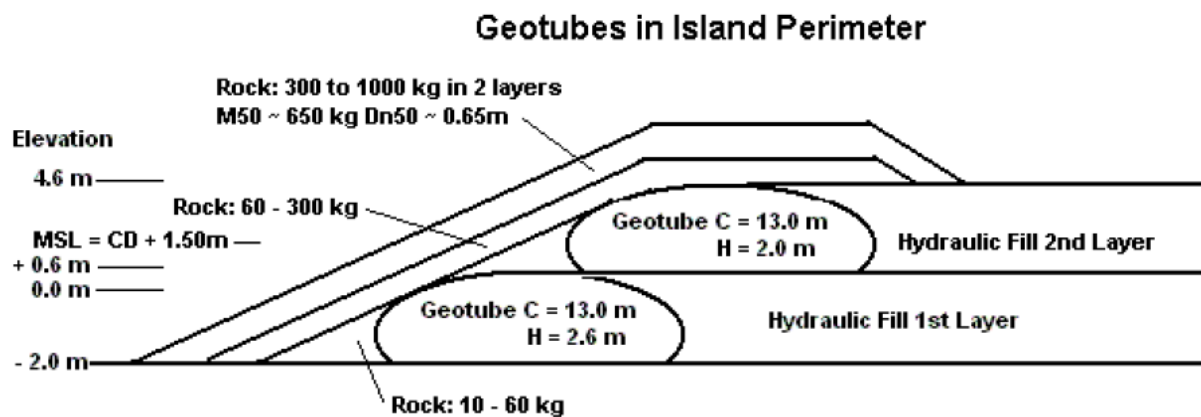


Figura 2.46 – Posição dos cilindros ao longo do perímetro da ilha (Fowler et al, 2002).

Os cilindros foram colocados inicialmente na parte noroeste da ilha, a uma cota de -1.0m, sendo o fundo do mar nivelado o máximo possível para evitar desníveis nos cilindros e foi removido qualquer elemento que pudesse rasgar os mesmos. De referir que antes do enchimento dos cilindros estes eram amarrados com o recurso a cordas que, por sua vez, estavam amarradas a varões de aço que estavam implantados a 1m abaixo do fundo do mar, de modo a evitar o movimento do geossintético, sendo que no final do enchimento, estes eram retirados. Este facto pode ser constatado na Figura 2.47, onde é representada uma sequência alusiva à construção da obra. O processo de realização de toda a linha de costa foi realizado em apenas 5 meses (TenCate, 2012). A primeira fase do projeto ficou concluída em 2003 e consistiu na aquisição de terra ao mar, sendo que os primeiros residentes chegaram no início de 2006.



Preparação dos cilindros para o enchimento



Enchimento dos cilindros, recorrendo a uma barca



Aspecto Final do cilindro após o enchimento



Vista aérea da ilha de Amwaj

Figura 2.47 – Pequena sequência alusiva a criação da ilha Amwaj (Fontes: Fowler et al, 2002; http://en.wikipedia.org/wiki/File:Amwaj_Air.jpg e <http://www.designbuild-network.com/projects/amwaj>).

3

CASO DE ESTUDO: MOLEDO DO MINHO**3.1. ENQUADRAMENTO**

A praia de Moledo do Minho situa-se na freguesia de Moledo, no concelho de Caminha, localizando-se na proximidade da foz do rio do Minho, aproximadamente a 100km da cidade do Porto. Na Figura 3.1, consegue-se visualizar a posição de Moledo do Minho, na costa noroeste portuguesa e a Figura 3.2 ilustra a posição de Moledo do Minho em relação a embocadura do rio Minho.

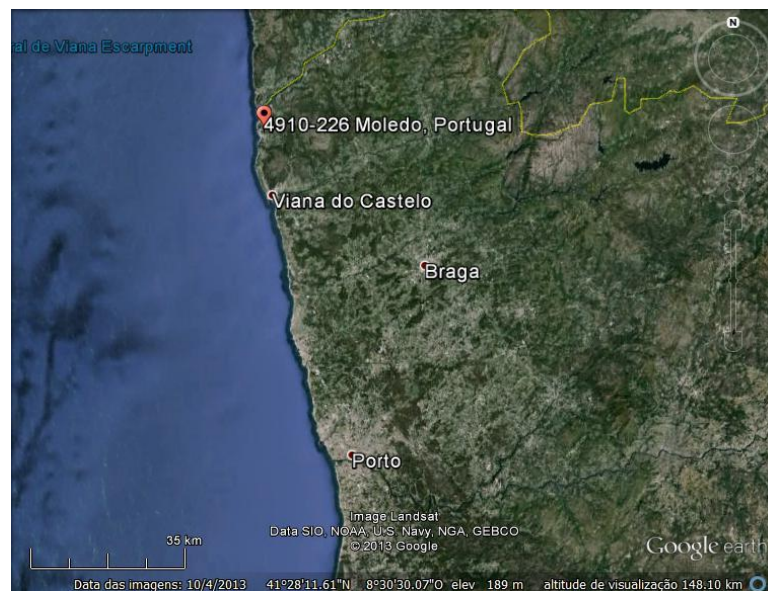


Figura 3.1 – Posição de Moledo do Minho, na costa noroeste portuguesa.

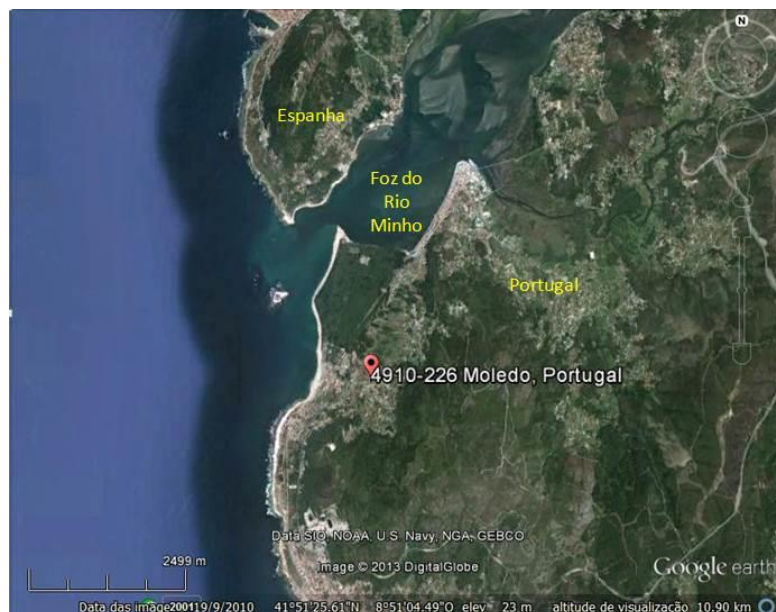


Figura 3.2 – Localização de Moledo do Minho, face à embocadura do rio Minho.

É uma praia constituída por areia com a existência de algumas formações rochosas baixas, sendo muito rica em iodo e tendo a sua linha de costa uma orientação aproximada a NW.

Devido às excelentes condições de agitação provocadas pelo facto de esta praia ser muito ventosa usufrui de excelentes condições para a prática de surf ou kite-surf, essencialmente no mês de verão. A praia de Moledo do Minho é, sem dúvida, um ícone no turismo do concelho de Caminha.

É importante realçar a existência de uma estrutura transversal aderente, datada do ano de 1941, executada em pedra e de um moinho secular, localizado a uma distância aproximada de 300m da estrutura aderente. Na Figura 3.3, é representada a secção transversal da estrutura aderente e na Figura 3.4 imagens aéreas da localização das construções acima mencionadas.

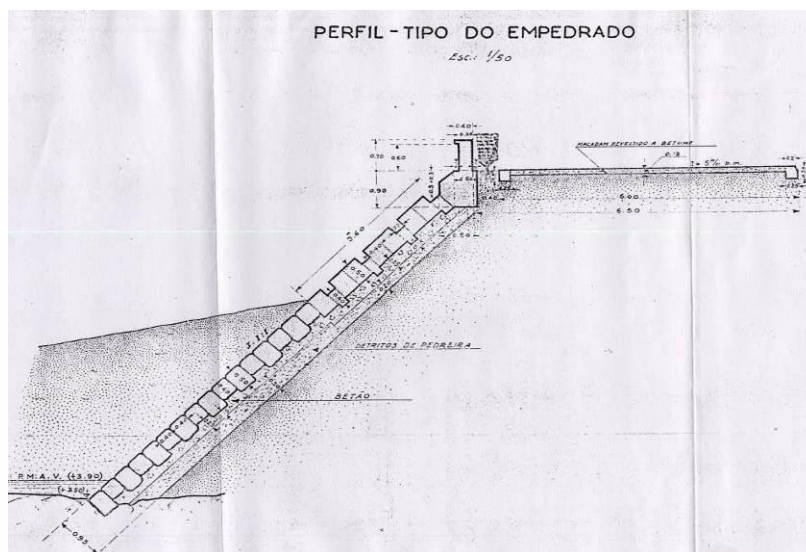


Figura 3.3 – Secção Transversal da estrutura transversal aderente segundo o projeto de 1941 (Veloso Gomes e das Neves, 2011)



Figura 3.4 – Fotografia satélite das construções acima mencionadas (Veloso Gomes e das Neves, 2011)

Salienta-se ainda o facto de a praia com uma extensão de cerca de 400m se encontrar parcialmente protegida pela ilha de Ínsua que se encontra a noroeste. A ocupar a maior parte da dimensão da ilha encontra-se o forte da Ínsua, o qual é classificado pela IGESPAR, como monumento nacional. A sua construção teve em primeiro lugar intuito religioso, sendo que, posteriormente, foi utilizado com fins militares, de modo a proteger a costa norte portuguesa. Atualmente o forte encontra-se devoluto. Para finalizar, referem-se dois aspetos curiosos acerca da ilha de Ínsua, um primeiro referente à existência de um poço de água doce e um segundo, referente a ocasiões especiais, em que a ilha fica conectada com o continente devido à formação de um banco de areia. Na Figura 3.5, é representada uma fotografia local da ilha de Ínsua.



Figura 3.5 – Ilha de Ínsua.

Nos últimos anos toda esta zona tem sido afetada por condições persistentes de erosão, não obstante poder haver anos onde ocorre alguma acreção. Surge a necessidade urgente de concretizar uma intervenção na linha de costa, pois além de persa crescente de valor balnear por redução da largura da praia começaram a ficar em risco algumas habitações, em especial, na rua adjacente ao cordão dunar. Note-se que, o cordão dunar tem um papel preponderante, tanto ao nível paisagístico como biológico, albergando uma variedade de fauna e flora. O POOC de Caminha - Espinho não prevê a execução de qualquer intervenção de defesa costeira na Praia de Moledo do Minho, mas os sinais alarmantes de erosão, levam à necessidade de tomar medidas para evitar níveis de estragos que poderão ser irremediáveis.

O favorável enquadramento paisagístico da marginal da praia de Moledo do Minho e das suas dunas exige que qualquer intervenção de defesa respeite essa beleza natural, pelo que deverá ser menos intrusiva possível (Velooso Gomes e das Neves, 2011).

O projeto de execução de uma intervenção então classificada como de emergência, datado de Julho de 2011, refere que será utilizada uma técnica inovadora em cilindros de geotêxtil, de cor clara (ocre), preenchidos com areia, para reconstituir a duna, de forma a garantir um núcleo mais “resistente”. A probabilidade de uma recuperação natural do cordão dunar, é considerada como muito improvável, pois têm-se verificado fenómenos de erosão, acentuados, rápidos e quase consecutivos e a disponibilidade de sedimentos tem-se mostrado insuficiente; portanto é lógico pensar que cada vez mais se vai acentuar o emagrecimento da praia e o recuo e emagrecimento das dunas.

Ao longo deste terceiro capítulo, vai ser abordado não só a proposta de solução, como vai ser apresentada a evolução da zona de intervenção, para que melhore se compreenda a gravidade da situação.

Na Figura 3.6 encontra-se representada uma imagem satélite da zona de intervenção, face à sua posição na aldeia de Moledo do Minho.



Figura 3.6 – Imagem satélite da zona de intervenção, focando essencialmente a sua posição face à aldeia de Moledo do Minho.

3.2. EVOLUÇÃO DA ZONA DE INTERVENÇÃO

3.2.1. ENQUADRAMENTO

A configuração da linha de costa (interceção do nível médio das águas com a zona terrestre) não é sempre igual ao longo do tempo, havendo inúmeros fatores que levam a uma alteração da morfologia da costa. Fatores de índole oceanográfica e climática, a natureza dos solos, a geologia e a topo a hidrografia, condicionam a evolução geomorfológica da linha costa, tornando cada local único. As ações exercidas por ondas, correntes e marés, o transporte de sedimentos ao longo da linha de costa, a subida do nível do mar e as intervenções costeiras são alguns dos principais mecanismos que vão alterar a linha de costa, sendo portanto essencial o seu entendimento de forma a melhor prever, o que poderá ser o futuro da zona costeira.

A zona de intervenção não é diferente, pois está também sujeita a estas condições. E isto é facilmente constatado quando se pergunta à população local, havendo muitos relatos em que a praia já não era o que foi há cerca de 20 anos atrás, salientando-se, que esta era bastante mais extensa e plana, assim como o cordão dunar que tinha sido maior em largura e mais estável do que o é nos dias de hoje.

Seguidamente, a sequência de imagens, ilustra a evolução da linha de costa, recorrendo a imagens satélite e a imagens recolhidas no local.

3.2.2. IMAGEM DE SATÉLITE DATADA 16/10/2001

A imagem de satélite, datada de 16/10/2001, representada na Figura 3.7, é a mais antiga que se conseguiu obter. Podemos constatar nela que a maré não se encontra em posição de preia-mar devido às marcas de água existentes no areal. Nesta imagem é visível a forte ondulação no local, (rebentação). Em relação à largura da praia, o areal que se encontra na secção frente ao moinho e na secção imediatamente a sul, é mais extenso do que o que se verifica atualmente. O cordão dunar encontra-se em boas condições, tendo ainda muita vegetação e uma respeitável largura.

Na Figura 3.7 são também facilmente reconhecidos alguns fenómenos de interação da agitação, nomeadamente o fenómeno da refração, graças à mudança da trajetória da onda devido à passagem de um meio mais profundo para um mais raso, assim como o fenómeno da rebentação, consistindo este no colapso da onda em ambientes de muita pouca profundidade relativa, designadamente junto à linha de costa.

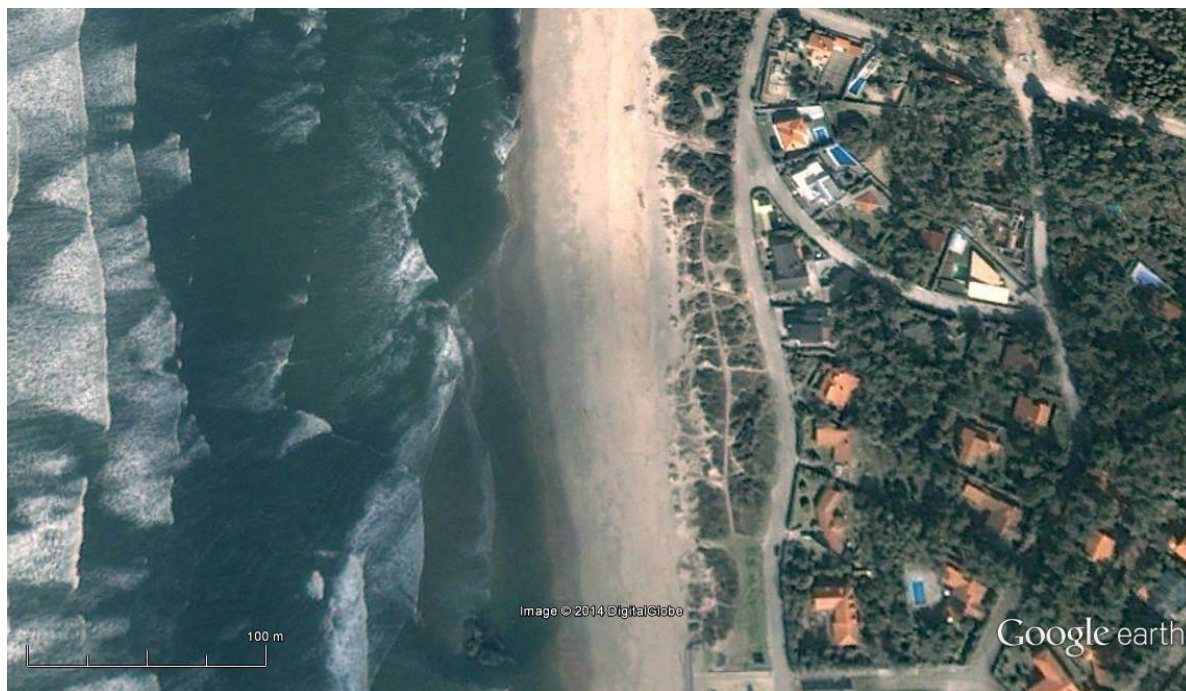


Figura 3.7 – Imagem de satélite datada de 16/10/2001 da zona de intervenção.

3.2.3. IMAGEM DE SATÉLITE DATADA 8/5/2003

Na Figura 3.8 é representada a imagem de satélite datada de 8/5/2003. Tal como na Figura 3.7, facilmente se constata a forte ondulação no local. Isto poderá ter sido devido a uma tempestade que poderá ter afetado o local, sendo de registar o facto de a água do mar ter atingido o paredão visível através das marcas deixadas na areia. Em relação à largura da praia, esta encontra-se praticamente inalterada em comparação com a imagem que a antecede; contudo, vê-se um acréscimo da areia na zona a norte do moinho, podendo ser devido a uma maior afluência de sedimentos provenientes do rio Minho. O cordão dunar apresenta-se também praticamente inalterado, embora haja uma diminuição da vegetação na zona intermediária da zona de intervenção.

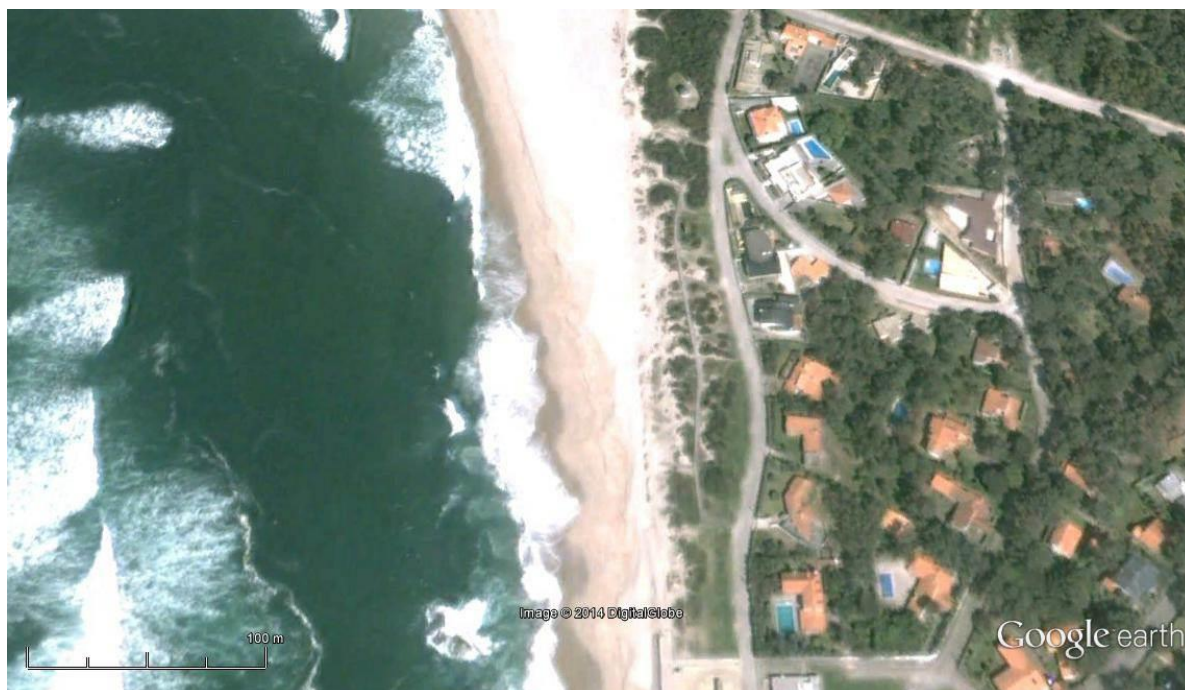


Figura 3.8 – Imagem de satélite, datada de 8/5/2003 da zona de intervenção.

3.2.4. IMAGEM DE SATÉLITE DATADA 21/5/2004

A Figura 3.9 ilustra a zona de intervenção, datada de 21/5/2004. Neste momento, devemos encontrar-nos numa situação praticamente de preia-mar, pois a marca na areia é bastante próxima ao nível atual de preia-mar. No que diz respeito ao tamanho do areal, em comparação com a imagem inicial, esta permanece muito idêntica; todavia existem algumas alterações, nomeadamente nas zonas norte e sul adjacentes ao moinho. Na primeira observa-se um fenómeno de erosão e na segunda um fenómeno oposto, ou seja, de acreção. Contudo, o fator mais alarmante em relação à imagem anterior é um claro recuo, de alguns metros, do cordão dunar na zona intermediária, começando a levantar a questão do risco a que poderá ficar submetida a rua adjacente.

Verifica-se ainda a existência de um banco submerso de areia na zona frontal do moinho, ou seja, uma acumulação de areia ao longo daquela secção costeira, tendo sido originada devido a fenómenos de refração e difração locais.

Pelo fenómeno da refração presente no locale apesar de não haver nenhum levantamento batimétrico disponível à data da presente dissertação, pode observar-se que as ondas têm uma rebentação de tipo progressivo (“*spilling*”), ou seja, faz antever que os fundos no local se inclinam de uma forma mais suave. Na Figura 3.12, este fenómeno é mais facilmente visível

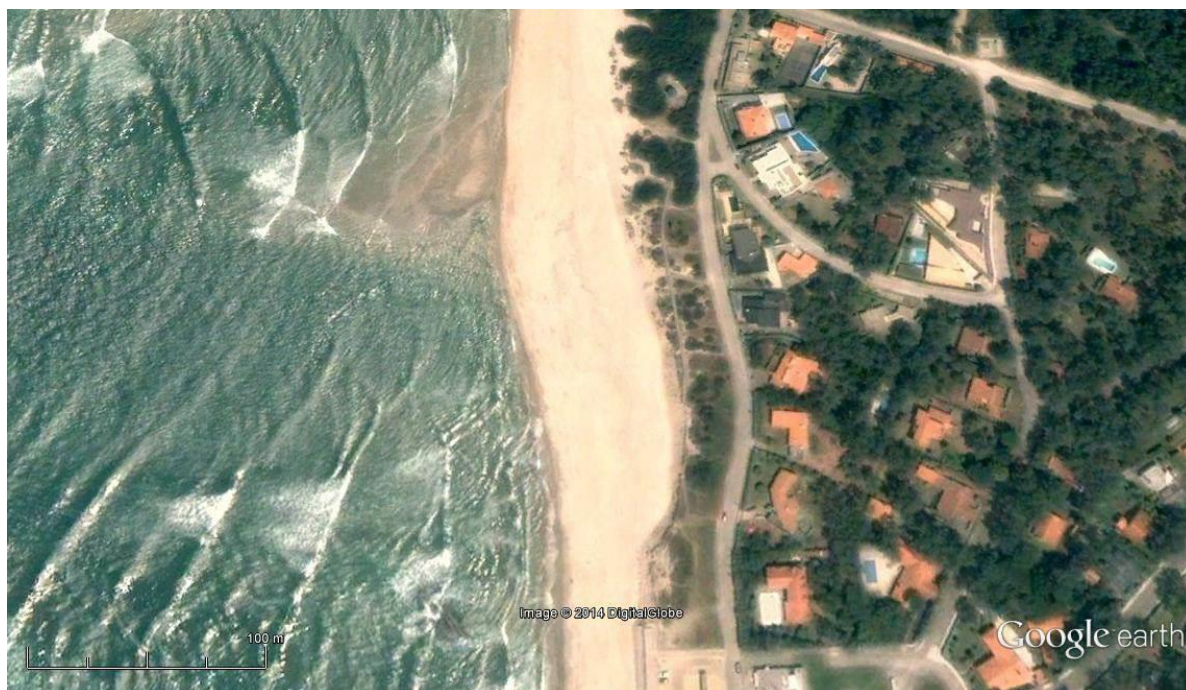


Figura 3.9 – Imagem de satélite, datada de 21/5/2004 da zona de intervenção

3.2.5. IMAGEM DE SATÉLITE DATADA 30/10/2006

Na Figura 3.10 é representada a zona de intervenção na data de 30/10/2006, podendo observar-se que o nível da maré deve ser de baixa-mar ou situação muito idêntica, sendo que, claramente, se constata uma calmaria da agitação marítima em relação às imagens anteriores. Numa primeira observação poder-se-ia concluir que a costa teve um fenómeno muito favorável de acreção em comparação com o anos anteriores: Todavia, poderá não ser bem assim, pois é uma diferente situação de maré em relação às imagens anteriores. Nesta imagem, podemos observar, pela primeira vez, a existência de uma formação rochosa localizada muito próxima ao paredão. No que diz respeito ao cordão dunar, verifica-se um acentuar do estreitamento na secção intermediária, mostrando uma cada vez maior necessidade de se realizar uma obra de defesa dunar.

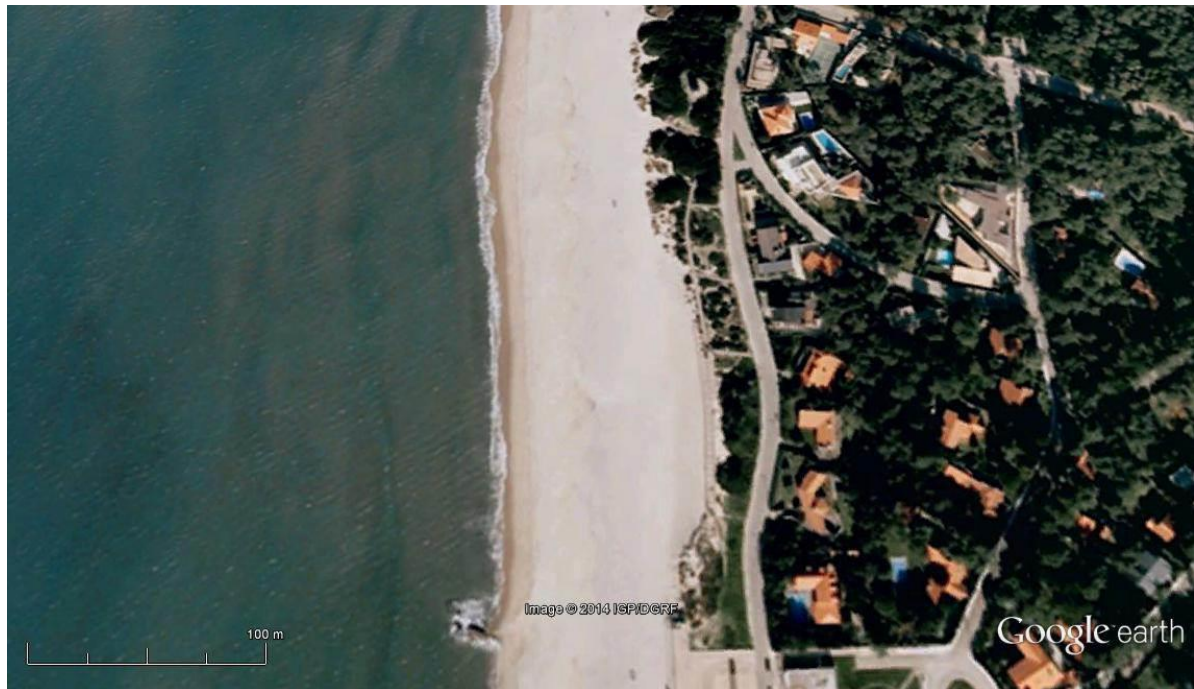


Figura 3.10 – Imagem de satélite, datada de 30/10/2006 da zona de intervenção.

3.2.6. IMAGEM DE SATÉLITE DATADA 19/9/2010

Na Figura 3.11 é representada a imagem de satélite datada de 19/9/2010 referente à zona de intervenção. Esta apresenta condições muito semelhantes à Figura 3.10. Em comparação com esta, podemos notar um ligeiro decréscimo da praia; isto é perceptível graças à formação rochosa, previamente indicada. No que se refere ao cordão dunar, este permanece praticamente inalterável, contudo, algumas secções como a zona imediatamente à frente do moinho, ficou mais reduzida.

Podemos observar na Figura 3.11 uma tendência para a formação de um cabo na secção imediatamente a sul do moinho, onde se nota uma saliência na linha de costa sendo esta o resultado da interação de ondas e correntes no local, mostrando que é um local com um comportamento singular.

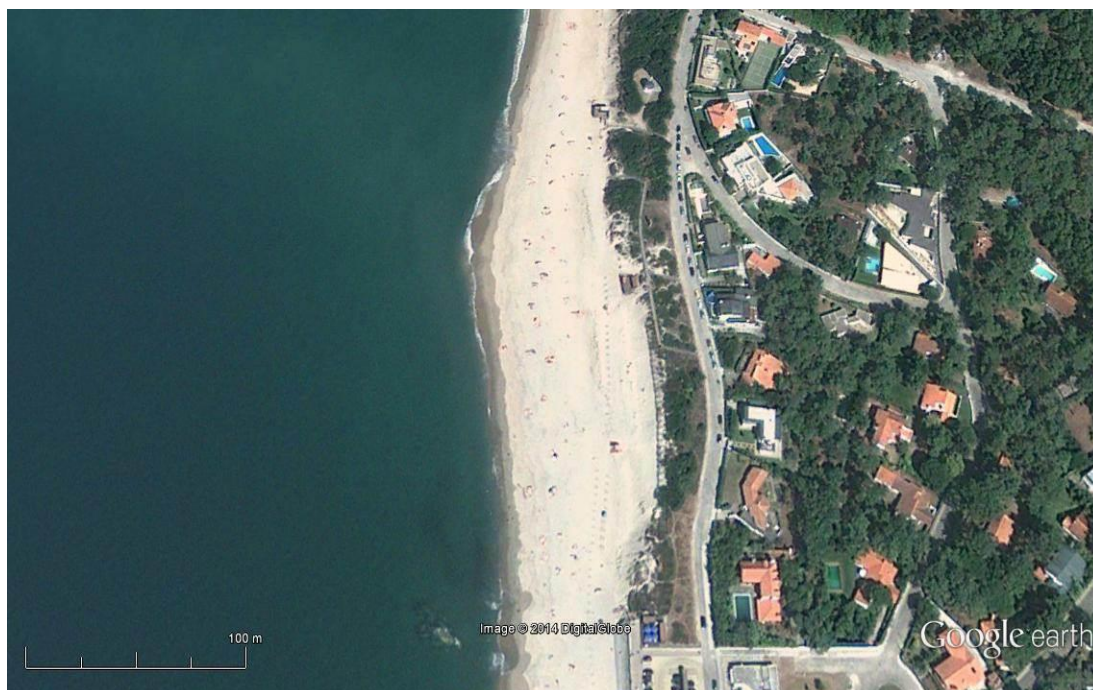


Figura 3.11 – Imagem de satélite, datada de 19/9/2010 da zona de intervenção.

3.2.7. SITUAÇÃO NO INVERNO DE 2010/2011

Durante os meses de inverno de 2010/2011, em particular graças à forte ondulação e à existência de marés vivas durante o mês de Fevereiro, verificou-se uma erosão significativa e consequente recuo da duna a norte da estrutura aderente, ou seja no local da futura intervenção. O local mais debilitado foi a zona envolvente ao moinho secular existente, onde o mar avançou drasticamente, pondo em perigo o moinho coma possibilidade de uma derrocada. Na Figura 3.12 encontra-se uma imagem do embater das ondas na arriba dunar junto ao moinho.



Figura 3.12 – Aproximação das ondas, à arriba dunar junto ao moinho (Adaptado de um vídeo sobre a forte ondulação datado de 19/2/2011)

A forte agitação e a erosão destruíram, inclusive, várias paliçadas de proteção das dunas e passadiços que permitiam o acesso pedonal à praia, conforme é verificado na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Destroços de um passadiço (Adaptado de um vídeo sobre a forte ondulação datado de 19/2/2011).

Para mitigar os problemas inerentes às marés vivas, a junta de freguesia de Moledo do Minho, procedeu a uma proteção de emergência na zona próxima do moinho recorrendo a um enrocamento não arrumado, conforme é visto na Figura 3.14.



Figura 3.14 – Intervenção com enrocamento, datado de 4/03/2011 (Veloso Gomes e das Neves, 2011)

As imagens seguintes ilustram a praia de Moledo do Minho, após as marés vivas de Fevereiro de 2011. Na Figura 3.15 é representada a zona de intervenção, a partir do moinho e na Figura 3.16, uma imagem ilustrativa do estado do cordão dunar. Note-se que este reduziu drasticamente sendo que a arriba erosiva se encontra a escassos metros do arruamento marginal e, conseqüentemente, das moradias existentes. Será plausível prever que, caso não haja qualquer tipo de intervenção num futuro próximo eno caso de haveruma grande severidade em termos de agitação, como galgamento do cordão dunar há possibilidade da água chegar às habitações.



Figura 3.15 – Vista para sul, a partir do moinho, datado de 4/3/2011 (Veloso Gomes e das Neves, 2011).



Figura 3.16 – Estado do cordão dunar, datado de 4/3/2011 (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

3.2.8. SITUAÇÃO NO OUTONO DE 2013

Após uma visita ao local, verificou-se que as condições do cordão dunar e do comprimento da secção transversal da praia têm sido praticamente idênticas ao que se manifestava em Março de 2011, havendo indícios de alguma acreção na zona de intervenção. Nas Figuras 3.17 a 3.21, ilustram-se as condições locais, datadas de 23/11/2013.



Figura 3.17 – Estado do cordão dunar, datado de 23/11/2013, na secção a norte do moinho.

Na Figura 3.17 observa-se que o estado dos taludes dunares na zona a norte do moinho se encontra num elevado nível de degradação e sem nenhum tipo de proteção, tornando-o muito frágil e facilmente galgável aquando de marés vivas com tempestades.



Figura 3.18 – Estado do enrocamento na zona do moinho, datado de 23/11/2013

Na Figura 3.18 observa-se que o estado do enrocamento, colocado como proteção do talude dunar, onde está instalado o moinho, onde se pode verificar que a maior parte do enrocamento colocado, foi removido pondo em debilidade o moinho.



Figura 3.19 – Vista para Sul, a partir de uma secção intermédia da zona de intervenção, datada de 23/11/2013.

A Figura 3.19 ilustra uma vista obtida a partir do cordão dunar. Pode ver-se o quão frágil se encontra o cordão dunar, tendo somente alguns metros de largura. Como o arruamento se encontra imediatamente adjacente a este, haverá danos no caso de acontecer um galgamento. Por esta imagem é ainda perceptível que o espraçamento das ondas se aproxima do cordão dunar, sendo portanto um risco iminente a possibilidade de galgamento e um acentuar da erosão no local.



Figura 3.20 – Entrada indevida na zona de intervenção, datada de 23/11/2013.

A inexistência de qualquer tipo de passadiço transversal ao longo do cordão dunar, é uma realidade, conforme é visto na Figura 3.20, um problema que só agrava a erosão no cordão dunar por facilitar o acesso pedonal não controlado.



Figura 3.21 – Paliçadas, datada de 23/11/2013

As paliçadas (Figura 3.21), cuja função é fixar as areias, apresentavam um nível elevado de estragos e, conseqüentemente, uma redução no aproveitamento da sua função.

3.2.9. SITUAÇÃO NO INVERNO DE 2013/2014

Em consequência da forte agitação marítima nos primeiros meses de 2014, ponderou-se uma nova visita à zona de intervenção, para constatar a evolução do local. Esta ondulação tinha maior incidência no quadrante de noroeste e como a zona se encontra abrigada pela ilha de Ínsua, era expectável que os níveis de estragos ocorridos não tivessem grandes proporções, se comparados com o que aconteceu no inverno de 2011. Seguidamente, apresenta-se informação fotográfica recolhida no local, em 12 de Fevereiro de 2014.



Figura 3.22 – Estado do cordão dunar, na secção a norte do moinho, datada de 12/02/2014.



Figura 3.23 – Estado do enrocamento da secção a frente do moinho, datada de 12/02/2014.

Nas Figuras 3.22 e 3.23, observa-se, respetivamente, o estado das dunas na secção a norte do moinho e o estado do enrocamento colocado à frente do moinho. Podemos observar que o nível de água atingiu

a arriba da duna, pois houve remoção de alguns blocos de enrocamento, em comparação com as Figuras 3.18 e 3.23. No que diz respeito ao talude da arriba da duna na Figura 3.22, parece praticamente inalterado em relação à sua imagem homóloga, datada de Novembro de 2013, Figura 3.17.

Na Figura 3.24 é observada toda a secção a sul do moinho secular. Pela existência de alguns materiais depositados perto do talude de arriba da duna, é bastante plausível que o espraçamento também tenha chegado, pelo menos, muito próximo do cordão dunar.



Figura 3.24 – Vista a sul a partir do moinho, datada de 12/02/2014.



Figura 3.25 – Estado do cordão dunar, junto ao paredão, datada de 12/02/2014.

Na Figura 3.25 constata-se o estado muito debilitado do cordão dunar na proximidade da estrutura aderente e, mais uma vez, se observa que o nível de água andou muito próximo do cordão dunar. Finalmente, na Figura 3.26, está retratado o estado das paliçadas existentes no local, notando-se que ainda continuam com o mesmo estado de degradação e, portanto, nenhuma ação de reparação ocorreu desde da última observação.



Figura 3.26 – Estado das paliçadas, datado de 12/02/2014.

3.2.10. EVOLUÇÃO DO CORDÃO DUNAR 2001/2014

Ao observarmos a sequência das imagens desde das Figura 3.7 a 3.11, nem sempre podemos verificar de forma mais correta, a evolução da linha de costa, nomeadamente, na evolução dos padrões de acreção e erosão local, pois, como foi explicado, estas são figuras únicas e foram tiradas independentemente do estado da maré ou da agitação presente no local, tornando-se difícil esta análise.

Todavia, é fácil avaliar a evolução do cordão dunar, focando-nos essencialmente nos aspetos relacionados com a sua largura e indícios de recobrimento de material vegetal. Para melhor verificar este primeiro ponto, procedeu-se a uma análise da evolução de dimensões de largura de dunas ao longo do tempo. Foram escolhidas algumas secções tipo como referência. A medição ocorreu a partir do lancil existente na estrutura rodoviária presente no local, a qual, ao longo do tempo e conforme se pode ver nas Figuras 3.7 a 3.11, tem-se mantido inalterado. Ainda aquando da visita à zona de intervenção, procurou fazer-se uma análise idêntica, ou seja, para as mesmas secções de referência procedeu-se à medição da distância entre o ponto de referência e a costa da arriba do cordão dunar.

Na Figura 3.27 encontram-se marcados os pontos de referência escolhidos para o estudo em questão.

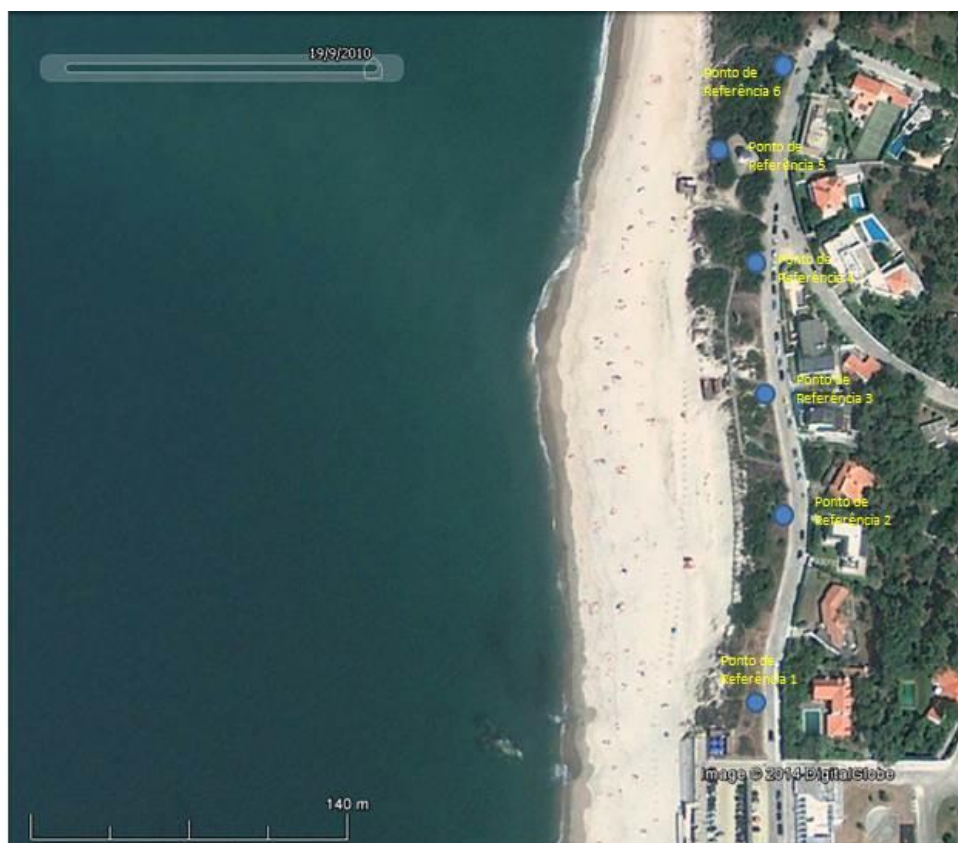


Figura 3.27 – Pontos de Referência (adaptado Google Earth 2014)

No Anexo 1, encontra-se a adaptação das imagens prévias, onde foi medida a largura do cordão dunar para os anos entre 2001 e 2010. A Tabela 3.1, representa as distâncias entre o ponto fixo de referência e a crista da arriba da duna e a Tabela 3.2 representa a diferença das distâncias entre anos consecutivos e a diferença entre os registos do ano 2001 e 2010/2014

Tabela 3.1 – Distâncias entre os pontos fixos de referência e a crista da arriba da duna, em metros.

Anos Seções	2001	2003	2004	2006	2010	2014
S ₁	37,3	28,2	29,4	20,7	30,1	22,1
S ₂	47,8	38,2	22,6	17,0	20,5	-
S ₃	38,7	28,7	25,4	16,6	15,7	11,8
S ₄	36,6	29,9	29,2	23,1	32,7	8,9
S ₅	21,2	15,9	15,1	17,3	8,2	3,8
S ₆	49,0	48,9	43,2	32,2	36,4	-

Tabela 3.2 – Diferenças entre distâncias, em metros

Anos \ Secções	2001-2003	2003-2004	2004-2006	2006-2010	2001-2010	2010-2014	2001-2014
S ₁	-9,1	1,2	-8,6	9,3	-7,2	-7,9	-15,2
S ₂	-9,5	-15,6	-5,6	3,5	-27,3	-	-
S ₃	-10,0	-3,3	-8,9	-0,9	-23,1	-3,9	-26,9
S ₄	-6,8	-0,7	-6,1	9,6	-3,9	-23,7	-27,7
S ₅	-5,4	-0,8	2,2	-9,1	-13,1	-4,4	-17,5
S ₆	-0,1	-5,7	-11,0	4,2	-12,6	-	-

Ao analisarmos as tabelas 3.1 e 3.2, facilmente se percebe que o cordão dunar tem vindo a reduzir a sua largura ao longo de todo o seu comprimento, recuando em algumas secções, nomeadamente a Secção 3 e 4, cerca de 28m. É notório inclusive, que, ao longo dos anos, algumas secções tenham conseguido recuperar face à constante redução da largura da duna, sem nunca conseguirem recuperar o perfil inicial que tinham em 2001. No período em análise poderão ter ocorrido variações sazonais e interanuais de sedimentos e mesmo algumas intervenções de ripagem de areias. A georreferência das imagens pode não ser uniforme. Devido à presença de uma densa vegetação no cordão dunar, não se conseguiu analisar a dimensão do mesmo, nas secções 2 e 6.

Face à flagrante evolução negativa da situação e também devido à intempérie ocorrida em 2011, procedeu-se à elaboração de um projeto com caráter de urgência para mitigar as ações adversas que afetam a arriba dunar, assim como para melhorar a preservação e estabilização da mesma. A solução proposta em cilindros de geossintéticos é descrita no subcapítulo seguinte.

3.3. SOLUÇÃO PROJETADA E OUTRAS INTERVENÇÕES A REALIZAR NO LOCAL

3.3.1. ENQUADRAMENTO

Face aos problemas ocorridos no inverno de 2010/2011, foi considerado urgente intervir no cordão dunar da praia de Moledo do Minho para reforço da estabilidade do mesmo, atenuando o agravamento do risco de erosão e a possibilidade de galgamento. A intervenção principal recaía numa utilização de cilindros de geossintéticos com areia para a reconstituição da face exposta da duna, fazendo com que esta tenha, portanto, um núcleo artificial “resistente” (Veloso Gomes e das Neves, 2011). Todavia e apesar de se já encontrar projetada em Julho de 2011, só em 2013 é que a obra foi lançada em concurso público, devendo ser executada ainda após a data de finalização da dissertação.

3.3.2. RECONSTITUIÇÃO DO CORDÃO DUNAR

Devido ao acumular de processos erosivos ao longo da costa da praia de Moledo do Minho, o cordão dunar inerente sofreu a ação direta da agitação marítima, ficando claramente debilitado e diminuído em termos de largura. Aliado a este facto a agitação coincidindo com as marés vivas do inverno de 2010/2011 ainda agravaram mais este já muito frágil sistema. Sentiu-se, então, uma necessidade de intervir de modo a mitigar as consequências negativas que estavam a ocorrer. Optou-se por uma solução em cilindros de geossintéticos que, apesar de ser praticamente uma nova tecnologia aplicada a

engenharia costeira em Portugal, era já um caso recorrente no estrangeiro, nomeadamente nos Estados Unidos da América. (Ver secção 2.5).

Para esta situação particular, os cilindros iriam reconstituir o núcleo resistente da duna, conferindo assim a estabilidade pretendida. Estes serão de uma cor clara, em preferência uma cor semelhante à areia (ocre ou amarelada), tendo a capacidade de reter o material sedimentar e sendo parcialmente preenchido recorrendo a areia, graças à fácil disponibilidade do material (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

Estes serão posicionados com a face inferior 1m abaixo da cota do pé do talude, tendo uma altura aproximada de 3m, sendo que a face que não se encontra exposta, será “encostada” à respetiva arriba de erosão ao longo de um comprimento aproximadamente de 330m (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

A largura da superfície oval do cilindro parcialmente cheio com areia tem aproximadamente 7m, para a altura respetiva de 3m, onde o diâmetro do cilindro com uma percentagem de enchimento de 100% é de 5m. Nos anexos 2 e 3, encontra-se disponível o levantamento topográfico, executado pela câmara municipal de Caminha do ano de 2011, e uma planta de implantação da estrutura, ao longo dos 330m. No anexo 4, encontram-se representados os perfis-tipo em três secções, em conjunto com os respetivos perfis-tipo da praia, assim como a planta de localização dos três perfis prévios.

O projeto de execução de Veloso Gomes e das Neves, 2011, dá mais algumas indicações referentes à colocação dos cilindros, nomeadamente devido aos remates no topo norte e sul da estrutura, assim como os locais onde se situam as costuras (secções mais frágeis dos cilindros). O projeto inclui a remoção ou reposicionamento de elementos pétreos que poderão estar sob a estrutura, diminuindo assim o risco de ocorrência de rasgões, os quais poderão implicar fuga do material de enchimento. Caso não seja possível a movimentação dos mesmos, há que garantir o “acolchoamento” da superfície de fundação, de forma a eliminar os riscos acima descritos.

Não havendo no projeto de execução um número limite de cilindros a utilizar ao longo de todo o comprimento, este deve ser otimizado e minimizado de acordo com as diferentes possibilidades de instalação e as condições encontradas no local.

É referido no projeto de execução, que, quando houver a necessidade de uma zona de transição entre os cilindros de geossintéticos esta seja executada, mas que, todavia, não haja uma alteração significativa do perfil transversal tipo. Em relação ao número de transições, estas não estão estipuladas, mas devem ser definidas de acordo com as condicionantes na zona de intervenção.

Conforme dito no projeto de execução, os elementos em geossintéticos são colocados sobre um filtro rematado em tubo de forma a proteger a fundação a ações erosivas que poderão provocar o colapso da estrutura. Note-se que o “apron” é constituído com o mesmo material geossintético escolhido para o cilindro, sendo no final cosido a este. O tubo de ancoragem deve ser posicionado 1m abaixo em relação à face inferior do cilindro e preenchido com areia.

Finalmente vai ainda recorrer-se a um recobrimento do núcleo, devendo esta operação ser pontualmente repetida ao longo do tempo, sempre que este fique descoberto. A sua utilização tem como função mitigar os problemas inerentes aos cilindros geossintéticos, como o vandalismo, os raios UV e o impacte negativo que este pode provocar na paisagem.

3.3.3. OUTRAS INTERVENÇÕES NO LOCAL

3.3.3.1. TAMPONAMENTO DO TOPO DA ESTRUTURA ADERENTE EXISTENTE

No projeto de execução, aliada à colocação do material em geossintético, são definidas outras intervenções necessárias ao local. Uma primeira consiste no tamponamento no topo da estrutura aderente presente no local. Para esta ação será colocado betão ciclópico na extremidade norte da estrutura, tendo este como finalidade evitar a ruína desta, visto que é provável o seu colapso, caso ocorram infraescavações nas suas extremidades. Devido à disponibilidade e facilidade de movimentação, é recomendada a utilização de pedras existentes no local. Para finalizar, o tamponamento deve ser recoberto com areia do local, de forma a minimizar o impacto visual negativo.

Na primeira visita ao local, no dia de 23/11/2013, constatou-se que esta operação ainda não tinha sido realizada, existindo pedras colocadas provisoriamente e em situação de emergência, de uma forma “desarrumada”. Na Figura 3.28 é ilustrada a colocação das pedras do extremo norte da estrutura aderente, na primeira data mencionada.



Figura 3.28 – Estado do extremo norte da estrutura aderente, datada de 23/11/2013

Na segunda visita ao local, retirou-se também documentação fotográfica do estado da situação descrita anteriormente, observando-se esta na Figura 3.29.



Figura 3.29 – Estado do extremo norte da estrutura aderente, datada de 12/02/2014.

Observa-se que a maior parte das pedras, previamente existentes, foram removidas ou encontram-se subterradas pois como se constatou na visita ao local durante as fortes condições de agitação e em condição de preia-mar, o nível da água facilmente atinge a estrutura aderente. Em comparação com as duas imagens anteriores, pode concluir-se que houve um aumento na acreção na zona descrita, facilmente reparável, através do nível de areia, na parte inferior do lancil de escadas.

3.3.3.2. RIPAGENS DA AREIA

De forma a preservar e manter a estrutura aderente em cilindros de geossintéticos, e reabilitar a zona da duna danificada, será necessário fazer operações de ripagens no local, movimentando as areias da zona de entre-marés para a zona da duna, reconstituindo com a maior precisão possível o perfil previamente existente.

No projeto de execução não é descrito o volume a operar visto que este vai ficar condicionado pela situação morfológica da praia aquando da execução da empreitada, ou seja, deve ser gerido somente na altura de execução do projeto. É previsto no projeto de execução o recurso à utilização de uma “giratória”, dois “cumpres” e um “bulldozer”.

É importante realçar que a ripagem, na zona quase frontal à da ocorrência da situação em análise ou em locais próximos onde exista acumulação de areias, não deverá aprofundar mais do que 20cm o perfil do areal na zona entre-marés, sendo que o mar se encarregará, de imediato, de repor a areia nessa faixa (Veloso Gomes e das Neves, 2011).

3.3.4. LISTAGEM DE ALGUNS DOS RESTANTES ELEMENTOS DO PROJETO DE EXECUÇÃO

Neste último subcapítulo são referidos alguns elementos ainda representativos do que deve constituir um projeto de execução de Obras Portuárias e de Engenharia Costeira, apresentando-se numa forma de listagem esses elementos especiais, assim como os comentários quanto à sua aplicabilidade ao projeto mencionado e considerações. Este breve subcapítulo é ilustrativo no projeto de execução de Veloso Gomes e das Neves, 2011, tendo sido retirado somente o que se entende como mais crucial para a compreensão do projeto em cilindros de geossintéticos.

- a) Dimensionamento estrutural e respetivos cálculos justificativos das obras a realizar.

- A solução, em cilindros de geossintéticos, é baseada no fornecimento de um produto disponível no mercado, elemento este geralmente patenteado, e, portanto é sujeito às especificações e a metodologias de cálculo próprias e que devem ser proporcionadas pelo fabricante do mesmo.
- b) Necessidade de equipamento de sinalização, acostagem e amarração de navios no local.
- Não é preciso recorrer a tal material, visto que a intervenção é independente ao recurso de navios e não interfere com algum canal de navegação existente no local.
- c) Peças Desenhadas.
- Não obstante as imagens fotográficas da zona de intervenção e das suas condições atuais, é apresentado o levantamento topográfico da praia, aquando da data de execução do projeto e respetiva implantação da estrutura no local. Note-se que são apresentados em anexo estes dois itens, mas que são datados de Julho de 2011 e que, conseqüentemente, podem encontrar-se desatualizados.
 - As peças desenhadas com os detalhes construtivos, serão apresentados ao Concurso pelos concorrentes e completadas pelo Empreiteiro em exercício.
- d) Estudo de integração urbana e enquadramento paisagístico.
- A escolha da solução para a zona a intervir, foi selecionada de forma a mitigar o impacto negativo que poderá ter no local. Foi portanto escolhida a disposição de uma estrutura longitudinal aderente, posicionada junto à arriba da duna, enterrada a 1m face ao terreno do local, executada com recurso a um material em geotêxtil de cor clara, recoberto posteriormente com areia. Uma vantagem na utilização desta técnica é a possibilidade de ser reversível, ou seja, pode ser facilmente removida, reforçada ou reajustada, em caso de necessidade.
- e) Plano de Observação expedito do comportamento da obra ao longo do tempo.
- É importante e comum a qualquer obra de Engenharia Costeira, um plano para observar o comportamento da obra ao longo do seu período útil de vida, de forma a prevenir futuras anomalias, e, caso existam, permite uma mais rápida reparação do mesmo.
 - Ao longo do tempo, o plano de observação terá uma componente visual com relatório e respetiva documentação gráfica, nomeadamente durante a execução do projeto, mensalmente até um ano depois da sua finalização, sempre que ocorra alguma tempestade de grandes proporções que afetem negativamente a solução proposta, quando ocorram atos de vandalismo, e finalmente, inspeções visuais nos meses de Abril e Setembro, respetivamente antes e depois dos meses de inverno.
 - O plano de observação ainda deve conter um levantamento, designadamente, no início e fim da intervenção, aquando da ocorrência de tempestades e anualmente nos meses de Abril e Setembro.

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

À data da escolha do tema de dissertação, a execução do projeto acima mencionado, não se encontrava ainda elaborado talvez porque durante estes últimos anos não se tenham verificado variações significativas ao longo do perfil da praia ou do cordão dunar; contudo é de carácter urgente a realização da estrutura longitudinal aderente.

Para a consolidação desta técnica na proteção costeira como reforço dunar, será executada recorrendo a modelação física, modelo da solução previamente descrita, tentando, com a maior exaustão possível, recriar-se as mesmas condições existentes no local. Este tema, será discutido ao longo do próximo capítulo.

A presente intervenção servirá para consolidar esta solução na proteção costeira em Portugal, sendo que esta solução já foi implantada e com bom nível de satisfação, em algumas zonas, podendo portanto ser uma ótima solução alternativa às técnicas “hard” em Engenharia Civil.

4

TRABALHO EXPERIMENTAL

4.1. ENQUADRAMENTO

Inerente a qualquer projeto de engenharia costeira está a realização, em primeiro lugar, de uma modelação do protótipo em questão, de modo a prevenir as condições locais e, portanto, executá-lo com toda a garantia de segurança, face a condições adversas.

Neste capítulo vai retratar-se todo o processo de experimentação do caso de estudo mencionado no capítulo anterior, ou seja, a aplicação da tecnologia de cilindros geossintéticos como proteção de um talude de uma duna. A realização deste projeto visa reforçar a aplicação deste tipo de solução na engenharia costeira pois esta tecnologia é vista como um elemento eficaz em comparação com situações em que é usada pedra e betão.

O objetivo principal neste capítulo é, essencialmente, verificar se a solução de geossintéticos garante a qualidade necessária de proteção da zona costeira, em ações de agitação moderada e severa e comparando estas com uma situação onde não exista nenhum mecanismo para proteção da costa. Por outras palavras, vai avaliar-se o desempenho global da estabilidade da estrutura face às ações exercidas pelas ondas e comparar esta solução face a uma não realização de uma intervenção no local.

Este capítulo encontra-se subdividido em 4 fases, onde numa primeira descrever-se-á todo o material e equipamento utilizado ao longo deste procedimento experimental, seguidamente serão enunciadas todas as características hidrodinâmicas, tanto ao nível do modelo como do protótipo em si, seguindo-se a explicação face à construção do modelo e o plano de ensaios executado, assim como uma interpretação obtida ao longo da duração dos ensaios.

No que diz respeito ao procedimento de ensaios, seriam executados 3 ensaios distintos, com duração de 30 minutos cada um e com condições hidrodinâmicas únicas para cada um deles, ao longo de 3 secções distintas executadas no modelo: uma com um cilindro de maior dimensão, adjacente a este uma secção com um cilindro mais pequeno recoberto e, finalmente, uma secção de praia e cordão dunar totalmente exposto, ou seja, sem qualquer tipo de intervenção de proteção marítima.

4.2. OBJETIVOS

Neste breve subcapítulo, serão introduzidos os objetivos do ensaio laboratorial e a planificação dos ensaios a reproduzir no modelo no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, da FEUP. Estes ensaios tiveram como pressuposto realizar as condições existentes no protótipo e reproduzi-las com a maior fidelidade possível no modelo, com o

claro objetivo de estudar a resposta da estrutura às condições locais, em Moledo do Minho. Resumidamente, os objetivos foram:

- Estudar, para o perfil considerado mais gravoso e para as condições hidrodinâmicas mais desfavoráveis, o comportamento do cilindro em geossintético, não só ao nível da estabilidade do mesmo, mas também como mecanismo efetivo de proteção do cordão dunar, identificando possíveis falhas e elementos indispensáveis.
- Observar o comportamento de um cilindro de menor dimensão, verificando-se a possibilidade de este ser uma solução a optar aquando da realização da estrutura, tendo sempre em consideração os aspetos previamente descritos.
- Examinar a evolução do cordão dunar durante e após a realização do ensaio, diagnosticando-se qualquer tipo de problema que podesse ocorrer, em especial os fenómenos de erosão que foram a aparecer.
- Estudar a evolução do cordão dunar numa secção de praia, sem qualquer mecanismo de proteção, ou seja, um perfil de praia tipo, totalmente exposto às condições de agitação, avaliando-se o nível de estragos que podesse ocorrer, e, conseqüente, alteração do perfil assim como a necessidade ou não, de um mecanismo para a sua proteção.
- Estudar comparativamente as três hipóteses elaboradas, de forma a arranjar a melhor solução para o caso de estudo.

Para cumprir tais objetivos, foi proposta a realização de um modelo tridimensional, com fundos móveis, constituído por areia disponível no Laboratório de Hidráulica da FEUP, o qual era representativo de uma determinada secção do perfil transversal da praia de Moledo do Minho, criado a partir do levantamento topográfico realizado em Junho de 2011. É de salientar que a orla costeira encontra-se em constante evolução e, portanto, não é um sistema consternado o que indica que, possivelmente, e devido até à ocorrência de intempéries que poderão ter surgido, o perfil existente à data desta dissertação, seja ligeiramente diferente do que será apresentado. A agitação reproduzida no modelo será de índole regular de forma a minimizar os efeitos de escala associados a vários parâmetros da agitação irregular, pois, na agitação regular, trabalha-se somente com aspetos relacionados com a altura de onda significativa e o período da onda para uma determinada profundidade. Por questões de disponibilidade temporal, o uso de agitação irregular também foi preterido. Note-se que o ângulo de incidência da agitação é normal ao modelo.

4.3. INSTRUMENTAÇÃO E MATERIAL USADO

4.3.1. TANQUE DE ONDAS

Este procedimento experimental foi elaborado no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP, o qual tem 28m de comprimento, 12m de largura e 1.2m de altura. Num dos extremos do tanque estão localizados os batedores, os quais têm como função a geração da agitação no tanque. De modo a garantir a qualidade dos resultados obtidos há que garantir uma réplica do modelo com elevado grau de semelhança, esperando-se, essencialmente, uma máxima exatidão na reprodução das condições de agitação marítima pretendidas, pelo que, se devem diminuir ao máximo os fenómenos de reflexão que não se verifica no protótipo. Este fenómeno é reproduzido devido aos limites do tanque e à própria reflexão existente no sistema de geração o que provoca, irremediavelmente, alteração das condições de agitação do modelo construído, facto que não se verifica no local de estudo. Para mitigar este problema, o tanque é constituído por uma praia dissipadora no outro extremo, composta por material granular a qual incita a rebentação da agitação gerada que, conseqüentemente, gera grande perda de energia da mesma.

De referir que este procedimento experimental foi concretizado na praia dissipadora, tendo-se despregado uma secção anexa à parede lateral do tanque de forma a evitar interpretações erróneas originadas pela reflexão das ondas geradas, as quais iriam agravar a erosão no extremo do modelo e a qual não ocorre no protótipo, no caso de estudo. Na Figura 4.1 é ilustrada uma fotografia do respetivo tanque de ondas



Figura 4.1 – Imagem do Tanque de ondas, antes do início dos ensaios

4.3.2. SISTEMA DE GERAÇÃO DAS ONDAS

O tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP é equipado como um sistema de geração marítima, sendo este composto por uma unidade de controlo e um sistema de geração de sinal, localizados na sala de controlo e pela máquina de geração propriamente dita (Santos, 2010). Existe 16 pás batedoras do tipo pistão, com 0.75m de largura cada, acionados com o auxílio de motores elétricos (Porto, 2013). As pás batedoras têm os respetivos movimentos autónomos entre si, o que possibilita um funcionamento flexível, permitindo a geração de inúmeros estados de agitação marítima com uma ou várias direções. O sistema instalado pode funcionar com profundidades de água até 1m e, consequentemente, gerar períodos, frequências e alturas de onda que variam de acordo com a profundidade de água pretendida, a capacidade de geração do sistema e os limites físicos de rebentação da onda (Marinheiro, 2013). Na Figura 4.2 é possível observar a performance teórica do gerador em função dos itens previamente descritos.

O sistema de geração foi desenvolvido pela *HR Wallingford, UK*, e é controlado pelo software informático *HR Wave Maker* (Santos, 2010), instalado na sala de controlo.

Devido às possíveis reflexões que ocorrem neste sistema e que, consequentemente, podem prejudicar os resultados no modelo, este é equipado com *HR Wallingford Dynamic Wave Absorption (DWA)*, um sistema que permite a absorção activa das reflexões, permitindo que as ondas que são refletidas não sejam de novo refletidas nas pás do sistema o que pode provocar um aumento, ou mesmo uma diminuição das alturas de onda desejadas. Este sistema consiste na constante medição da elevação da superfície livre da água por cada uma das pás do sistema e no posterior reajuste da posição destas, de forma a incluir uma compensação adequada (Marinheiro, 2013). Na Figura 4.2 encontra-se representado o sistema de batedores.



Figura 4.2 – Conjunto de Batedores do sistema de Geração de Ondas HR Wallingford

4.3.3. SALA DE CONTROLO

A sala de controlo é um compartimento adjacente ao tanque de ondas onde se encontra instalado o diverso material informático necessário ao ensaio laboratorial e à calibração de sondas. Na execução deste trabalho foram utilizados os softwares *HR Wave Maker* e o *WR WaveData*, os quais estavam conectados ao sistema de geração das ondas e ao sistema de sondas utilizado, respetivamente. Era a partir deste local que se iniciava todo o processo de ensaio, sendo que se utilizava ao mesmo tempo o sistema de geração de ondas e o sistema que permite a recolha de dados das sondas, de modo a que se permitisse obter a altura de ondas e respetivos períodos médios ao longo da duração dos ensaios. A Figura 4.3 representa o compartimento mencionado sendo que, no computador do lado esquerdo estava instalado o software *WR WaveData* e no computador do centro, o software *HR Wave Maker*.



Figura 4.3 – Sala de Comando, adjacente ao tanque de ondas

4.3.4. SONDAS DE NÍVEIS HIDRODINÂMICOS

À semelhança de ensaios laboratoriais previamente executados no tanque de ondas do laboratório de Hidráulica da FEUP recorreu-se a medidores de altura da onda e neste caso usou-se sondas de nível hidrodinâmico. Estas têm uma altura de 300mm, visto que para a gama de altura de ondas estudada, estas serviam na perfeição, já que não haveria altura de ondas suficiente para se recorrer a sondas maiores. A Figura 4.4 ilustra os medidores utilizados.



Figura 4.4 – Conjunto de Sondas, medidores de níveis hidrodinâmicos, utilizadas no ensaio.

As sondas são constituídas por um par de fios de aço inoxidável paralelos, onde o seu princípio de funcionamento consistia na medição do fluxo de corrente entre esses dois fios, que é proporcional à sua profundidade de imersão (Santos, 2010). A corrente era após convertida numa voltagem que é proporcional à profundidade de imersão. A voltagem medida, baseando-se na respectiva calibração do sistema, podia ser posteriormente convertida numa medição instantânea de imersão, ou seja, a medição da elevação da superfície da água

A calibração das sondas de nível consite na medição do sinal enviado pela sonda subindo e/ou descendo as mesmas de um valor conhecido, registando a variação de voltagem medida. Ao realizar esta operação o água existente no interior do tanque tinha de se encontrar completamente ausente de qualquer movimento. A calibração foi feita diariamente.

Através do programa *HR Wave Data* era possível a troca de informação entre a sonda e o sistema de aquisição de dados, havendo um módulo destinado à calibração das sondas, que permitia criar e editar ficheiros, que são posteriormente usados pelas rotinas de aquisição e de processamento de dados (Santos, 2010).

No trabalho experimental foram utilizadas três sondas de níveis hidrodinâmicos dispostas em três locais distintos entre si no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP, tendo estas como objetivo essencial controlar as condições de agitação que foram simuladas

4.3.5 CILINDROS DE GEOSSINTÉTICOS

Os cilindros utilizados na atividade experimental já se encontravam no Laboratório de Hidráulica da FEUP e tinham sido previamente utilizados noutro tipo de estudos ali executados. Existem cerca de 21

cilindros com o comprimento de 2.10m e 0.15m de diâmetro, mais 3 com o mesmo comprimento mas com um diâmetro superior de 0.20m. Ainda existem dois novos cilindros, ambos com 2.75m de comprimento e 0.16m de diâmetro. Todos os cilindros mencionados têm a cor preta e foram cedidos pela GEOSIN®.

Na atividade laboratorial, foi usado um cilindro que tinha o comprimento de 2.75m para as diversas condições morfo-hidrodinâmicas do caso de estudo, tendo sido a partir deste que se encontrou a relação de escala para a modelação, a qual vai ser explicada na secção 4.6.1. Também se utilizou um cilindro de diâmetro mais reduzido para as mesmas condições existentes. A Figura 4.5 mostra os cilindros acima mencionados



Figura 4.5 – Cilindros de geossintéticos, usados na atividade laboratorial

O cilindro em geossintéticos de maior dimensão, não se encontrava totalmente cheio, necessitando de um procedimento de enchimento com areia. Contudo, como este era um procedimento moroso que implicaria abri-lo e enchê-lo com ajuda de um funil, sendo que, para tal, se teria de elevar o cilindro com auxílio da ponte existente no Laboratório e, posteriormente recosê-lo, optou-se por utilizar o cilindro na forma em que ele estava, levando a que uma das pontas não estivesse preenchida com areia; a outra estava em consonância com a escala reproduzida. Não haveria, porém, nenhuma leitura errónea devido a esta opção, visto que o cilindro se iria encostar à parede do tanque de ondas, com a secção menos cheia e que devido ao fator barreira proporcionado pela própria parede, os resultados, nesta secção, não seriam levados em conta.

Apesar dos cilindros em geossintéticos utilizados na modelação física serem escolhidos a partir da gama existente no mercado, eles não são os mais adequados para utilizar no protótipo devido às características do material e às relações de escala existentes para a modelação física, pois há uma relação de escala inerente às características que o material tem de ter, nomeadamente em relação à permeabilidade e à força de tensão aquando da fase de enchimento ou durante os testes sob a ação das ondas. Um adequado escalonamento destes fatores não é possível ser considerado (das Neves, 2011). Por conseguinte, é necessário atingir um consenso para que seja possível uma boa modelação do caso de estudo e para isso assumiu-se que o geotêxtil do modelo é relativamente forte, o que permite uma boa correlação com as tensões originadas pelo impacto das ondas, sendo que os cilindros não vão ser

sujeitos a uma ação até à rutura. No que diz respeito à fase de enchimento, a força de tensão necessária tem somente um valor que permite um correto manuseamento dos mesmos sem permitir a danificação do material. Por fim, em relação à permeabilidade, esta encontra-se em conformidade com a prevista no protótipo, desde que se garanta uma correta escala geométrica. Aspetos como as dimensões, a forma, a colocação e a percentagem de enchimento não podem ser desprezados no modelo, pois podemos ter ali níveis de permeabilidade elevados em relação ao protótipo, claramente indesejáveis (das Neves, 2011).

4.4. CONDIÇÕES HIDRODINÂMICAS NO PROTÓTIPO

O caso de estudo empregue para estabelecer as condições em protótipo foi uma secção representativa dos 330m à qual a estrutura se encontra projetada, enquanto as condições de agitação marítima foram estabelecidas pela análise estatística providenciada por Coelho, 2005, informação esta que foi recolhida com auxílio de uma boia ondógrafa instalada ao largo do Porto de Leixões, no período compreendido entre 1981 e 2003. O recurso a estes dados explica-se facilmente pela proximidade geográfica e, naturalmente, por serem os que representavam melhor as condições de agitação no caso de estudo.

Na Tabela 4.1 é representada uma adaptação sobre a análise estatística executada por Coelho, 2005, baseada na adaptação executada por das Neves, 2011, onde é registado o número de ocorrências para uma gama de períodos de pico (T_p), desde inferiores a 4s a superiores a 17s, segundo intervalos de 1s e onde também é registado o número de casos, para várias alturas de onda (H_s), entre inferior a 0.5m e 9.5m, em intervalos de 1m.

Tabela 4.1 – Representação Sumária da análise estatística de Coelho, 2005 (adaptado de das Neves, 2011)

$\begin{matrix} H_s \\ (m) \\ T_p (s) \end{matrix}$	$\leq 0,5$	0,5-1,5	1,5-2,5	2,5-3,5	3,5-4,5	4,5-5,5	5,5-6,5	6,5-7,5	7,5-8,5	8,5-9,5	Σ
≤ 4	9	6									15
4-5	18	219									237
5-6	63	1008	198								1269
6-7	69	2006	761	17							2853
7-8	70	2246	1094	158	3						3571
8-9	19	1952	1472	368	42						3853
9-10	5	1454	1549	627	150	45					3830
10-11		897	1374	727	253	112	23				3386
11-12	1	423	1047	711	333	262	63	8			2848
12-13		134	476	471	320	322	135	22	2		1882
13-14		21	140	240	202	242	148	74	10	2	1079
14-15		4	24	71	98	199	80	50	23	8	557
15-16		2	12	20	20	96	44	17	12	5	228
16-17			5	4	5	17	36	5	6	3	81
≥ 17			2	3	1	4	8	1			19
Σ	254	10372	8154	3417	1427	1299	537	177	53	18	25708

Na perceção da tabela 4.1, pode observar-se que a maior percentagem de ocorrências para os valores entre os 7 e os 11s, em relação ao período de pico de onda, com cerca de 56% de toda a amostra representada, em analogia, para a altura de onda, o intervalo entre 0,5 e os 3,5m, têm um peso de cerca de 85% de toda a amostra observada. Finalmente, através de uma análise conjunta destes dois parâmetros, observa-se que, durante o intervalo 7 e 9s, para o intervalo de alturas de onda entre os 0,5m e os 1,5m, têm uma percentagem superior de ocorrência com cerca de 16,5% de toda a amostra representada. De referir que, para o caso de estudo, foram utilizados valores de período de pico da onda entre os 7s e os 10s, e altura de onda entre os 0,5m e os 2,5m, a qual, segundo a análise de Coelho, 2005, ocorre em 38 % dos casos surgidos.

No que se refere ao capítulo dos rumos dominantes, e segundo Coelho, 2005, estes só existem a partir de 1993, ao contrário dos dados previamente descritos. Através da Tabela 4.2, podemos observar uma adaptação do trabalho de Coelho, 2005, para o número de ocorrências segundo cada direção principal.

Tabela 4.2 – Nº de ocorrências em cada quadrante, durante o tempo de registo, adaptado Coelho, 2005

Rumos Principais de direção da onda										
	N	NNW	NW	WNW	W	WSW	SW	SSW	S	Σ
Nº ocorrências	6	2325	7894	6375	1452	360	285	92	14	18803

Recorrendo à tabela 4.2, é de fácil perceção que é no quadrante de noroeste onde ocorre o maior número de registos, tendo uma percentagem de 88.4%, sendo que somente o sector NW detem 42,4% da amostra; todavia, segundo o autor, tem havido, nos últimos anos, um ligeiro aumento da ondulação a ter proveniência do sector de WNW.

Finalmente, para caracterizar os níveis de maré na zona de estudo ponderou-se recorrer a uma altura de PMAV de 4,00m (ZH), valor muito característico de toda a costa noroeste portuguesa. Note-se que é segundo este nível de maré, a condição mais desfavorável em termos hidrodinâmicos e, conseqüente, a situação que coloca a estrutura perante maior nível de risco de colapso.

A tabela 4.3 representa um sumário de todas as condições do protótipo, a considerar aquando da modelação.

Tabela 4.3 – Síntese dos parâmetros hidrodinâmicas no Protótipo

H _s (m)	0,5 – 2,5
T _p (s)	7 – 10
Nível MAM	2 m (ZH)
Nível PMAV	4 m (ZH)

4.5. SEMELHANÇA

4.5.1. CRITÉRIO DE SEMELHANÇA ADOTADO

Ao recorrer a um modelo físico, como nesta atividade laboratorial, para prever o comportamento da estrutura, há que garantir a semelhança, tanto no modelo como no protótipo, e, para o conseguir há que garantir a semelhança na forma do modelo (semelhança geométrica); semelhança nos movimentos (semelhança cinemática) e, finalmente, a semelhança no capítulo das forças (semelhança dinâmica). Portanto, estas são as condições obrigatórias para que seja possível que um modelo reproduza todos os aspetos dos fenómenos reais; porém, a semelhança completa na prática é quase sempre impossível de ser garantida, pois, para problemas hidrodinâmicos costeiros, as forças mais relevantes são as forças gravitacionais, de viscosidade e da tensão superficial, podendo estas recorrer a uma combinação das semelhanças de Froude, Reynolds e Weber, respetivamente Eq.16, 17 e 18. Todavia, é impossível executar o modelo físico garantindo as três condições, logo não é possível concretizar a respetiva escala das propriedades do fluido.

$$Fr = \frac{U^2}{g * l} \quad (16)$$

$$Re = \frac{U * l}{\nu} \quad (17)$$

$$We = \frac{\rho * U^2}{\delta} \quad (18)$$

Onde, U (m/s) é a velocidade, g (m/s²) a aceleração da gravidade, l (m) o comprimento, ν (N.s/m²) representa a viscosidade dinâmica, ρ (Kg/m³) a massa volúmica e δ (N/m) a tensão superficial.

Como as forças de tensão superficial são pequenas, é comum desprezá-las num modelo de previsão costeira, optando-se por usar o critério de Froude ou de Reynolds, podendo adaptar-se a semelhança de Froude, caso predominem as forças de natureza gravítica e a segunda quando as ações são de carácter viscoso (Silva, 2010).

No respetivo ensaio laboratorial o critério apropriado será o de Froude, pois o efeito da gravidade é o mais preponderante, sendo igual tanto no protótipo, como no modelo. A partir deste critério, podemos determinar as escalas do tempo, velocidades e outras grandezas em função da escala de comprimento adotada. A Eq. 19 representa a escala do tempo para este critério de semelhança.

$$\lambda_t = \sqrt{\lambda_l} \quad (19)$$

No que diz respeito a modelação física de fundos móveis, há que assegurar que todos os processos dominantes são os mesmos tanto no modelo como no protótipo, ou seja, o modelo deve reproduzir a interação complexa entre os diversos fenómenos, tais como, ondas curtas, ondas longas e transporte sedimentar (Silva, 2010). Todavia segundo Hughes, 1993, citado por Silva, 2010, é praticamente impossível estabelecer relações de escala que permitam uma semelhança de todas as interações existente, e portanto há que fundamentalmente manter a semelhança nos perfis de equilíbrio da linha de costa entre o modelo e o protótipo. O tipo de transporte sedimentar dominante (transporte por suspensão ou transporte por arrastamento) também o deve ser correctamente executado.

Na semelhança do transporte sedimentar por arrastamento, que ocorre quando as tensões de corte junto ao fundo induzidas são pequenas e que são portanto, mais dominante em zonas protegidas, segundo Kampuis 1975, para reproduzir a o melhor modelo é necessário que o modelo em areia tenha a mesma densidade que a areia no protótipo e uma correcta escala dos grãos de areia em concordância com a escala geométrica do modelo, sendo para tal há que garantir que os seguintes números índice se mantêm coerentes tanto no protótipo como no modelo: Número de Froude densimétrico, densidade relativa dos sedimentos e o comprimento relativo dos sedimentos. Todavia existe alguns efeitos de

escala derivados da não semelhança de Reynolds, mas que eram reduzidos pois estes só afectam efeitos viscosos e ocorrem para velocidades baixas do escoamento. Hughes, 1993 notou que não é verificado uma semelhança no que concerne a velocidade de queda dos sedimentos, o que pode intigar a um maior transporte por suspensão do que efectivamente ocorre no protótipo. Para dificuldades referentes a escala do tamanho dos grãos de areia, utiliza-se modelos onde a areia tenha a mesma densidade tanto no modelo como no protótipo (“sand model”, segundo Kampuis 1975) mas que o tamanho dos grãos de areia seja grande o suficiente para que a areia seja não coesiva (Hughes, 2006)

No que refere a semelhança em modelos dominados pr transporte sedimentar em suspensão, que costuma ocorrer em condições de escoamento com elevados níveis de turbulência, que elevam os sedimentos na coluna de água, requer a consideração de parâmetros físicos diferentes dos que se utilizam o tipo de transporte por arrastamento (Silva, 2010). Como os tipos de transporte descritos podem ocorrer na mesma zona, isto pode levar que um dos modos de transporte não estará devidamente reproduzido e consequentemente levará a efeitos de escala. Hughes, 1993, reveru várias propostas para semelhança em modelos dominados por transporte sedimentar em suspensão, tendo sido o critério da velocidade de queda o mais preponderante.

Dean 1973, introduziu o parâmetro de velocidade de queda como (Eq. 20):

$$\frac{H}{\omega * T} \quad (20)$$

Onde, ω representa a velocidade de queda. Para a sua adequada reprodução em modelo físico, o parâmetro adimensional da velocidade de queda, defenido na Eq. 20, deve ter o mesmo valor do protótipo. Para tal e recorrendo a uma semelhança segundo Froude:

$$\lambda_{\omega} = \sqrt{\lambda_l * \lambda_g} \quad (21)$$

Segundo Hughes e Fowler 1990, recorrendo a semelhança descrita na Eq. 21, confere ao modelo uma correcta reprodução dos processos de transporte sedimentar dervidas a condições de agitação energéticas e turbulentas.

4.5.2. MODELO DISTORCIDO E MODELO NÃO DISTORCIDO

O modelo de fundos móveis realizado será não distorcido, ou seja, a relação entre as escalas horizontais e verticais são iguais, ao contrário de num modelo distorcido, onde estas são distintas.

Existem muitos pontos positivos na realização de um modelo distorcido, entre os quais a redução do espaço para o ensaio e dos custos da operação a realizar e o acentuar de declives. Porém, a interpretação dos resultados tem um grau de importância acrescido, pois a distorção do modelo implica uns efeitos que têm de ser tidos em consideração, como por exemplo a incorreta reprodução das velocidades (Silva, 2010).

Tipicamente, na modelação de uma estrutura costeira é comum usar um modelo não distorcido, o qual também foi escolhido para a realização da atividade laboratorial, pois para testar as ondas do mar é

necessário que os movimentos horizontais e verticais das partículas da água sob a ação das ondas seja reproduzido com a mesma escala (Silva, 2010).

Na modelação física de fundos móveis e segundo Dean 1985, garantir a semelhança num modelo não distorcido é menos complicado do que um distorcido, pois a trajectória de queda de uma partícula em suspensão têm obrigatoriamente de ser semelhante ao que acontece no protótipo, assim como o tempo de queda. Para tal isto só pode ser concretizado quando existe semelhança no que diz respeito ao parâmetro da velocidade de queda, o qual só pode ser concretizado num modelo não distorcido.

Segundo Silva 2010, e citando Dean 1985, para garantir uma modelação correcta de fundos móveis, o modelo deve ser geometricamente não distorcido, os processos hidrodinâmicos devem ser reproduzidos segundo a semelhança de Froude, o modelo deve ser largo o suficiente para que os efeitos relativos a viscosidade de tensão superficial e de coesão possam ser desprezados, e garantir uma semelhança no parâmetro da velocidade de queda.

4.6. MORFOLOGIA DO MODELO

4.6.1. ESCALA

Inerente a qualquer projeto, em que é necessário recorrer à modelação física é preciso definir uma escala. Esta pode ser interpretada como um quociente entre o valor de uma variável existente no protótipo e o valor que essa mesma variável tem no modelo.

Graças a uma correta utilização das relações de escala, é possível extrapolar os resultados obtidos aquando da execução do modelo para o protótipo, permitindo assim uma melhor análise de todos os fatores que condicionam o protótipo em si.

Para estruturas como os cilindros de geossintéticos, estes têm geralmente uma dimensão reduzida quando comparado com as dimensões de rios ou estuários, pelo que podem ser adotadas escalas relativamente grandes (Moraes, 2010), os valores podem variar entre 1/10 até 1/50, sem necessitar de qualquer tipo de distorção.

Para a definição da escala para a atividade laboratorial ponderou-se recorrer a uma relação dos diâmetros máximos teórico dos cilindros. Utilizando-se a relação executada na Eq. 16, onde o diâmetro máximo teórico dos cilindros no projeto, ou seja, no protótipo, era de 5m, enquanto o diâmetro máximo teórico dos cilindros existentes no Laboratório de Hidráulica da FEUP era de 16 cm. Contudo, para não alterar os cilindros existentes no Laboratório e como a altura do cilindro é a mais preponderante nas questões de galgamento, optou-se por fazer a escala referente ao diâmetro menor dos cilindros de geossintéticos que estavam definidos para ser executados no ensaio, relacionando este diâmetro com a altura de 3m do cilindro no protótipo. A atividade laboratorial vai ser executada com o recurso a dois tipos de cilindros geossintéticos diferentes, conforme foi descrito em 4.2.5, os quais, infelizmente, não tinham o mesmo diâmetro.

Na Tabela 4.4 apresenta-se a escala geométrica do modelo físico.

Tabela 4.4 – Definição da escala

Escala dos Comprimentos (λ_l)	Escala dos Tempos (λ_t)
1/21	1/ $\sqrt{21}$

4.6.2. CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Para a definição do modelo, tentou adaptar-se, com o máximo rigor possível, umas das três secções tipo, encontradas no anexo 4. A opção recaiu na secção 1, pois representava a secção mais desfavorável das três obtidas, uma vez que era nesta que tínhamos uma menor secção da praia e, consequentemente, maior debilidade do cordão dunar face às condições hidrodinâmicas inerentes ao local. O modelo foi executado no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP, sendo construído sobre a praia dissipadora existente, numa direção transversal às paredes que limitam o tanque, tendo um comprimento aproximado de 8.25m e largura de 1.50m. Na Figura 4.6 está representado o perfil executado e na Figura 4.7 um esquema, em planta, do modelo no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica na FEUP.

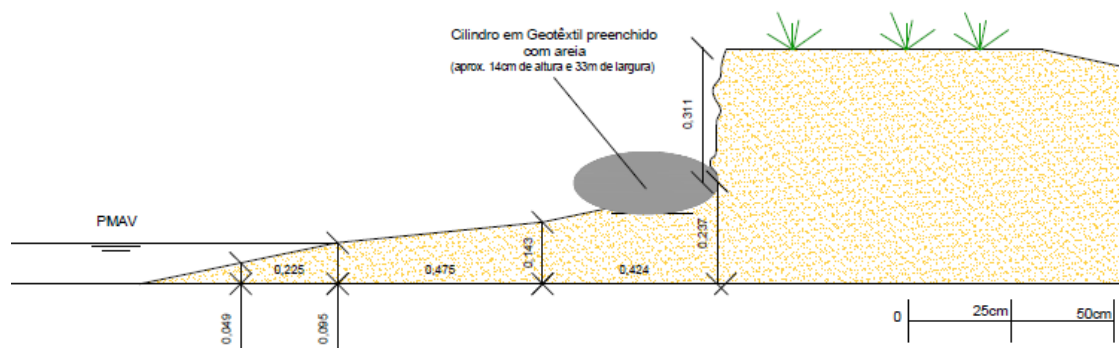


Figura 4.6 – Perfil tipo, do modelo ensaiado

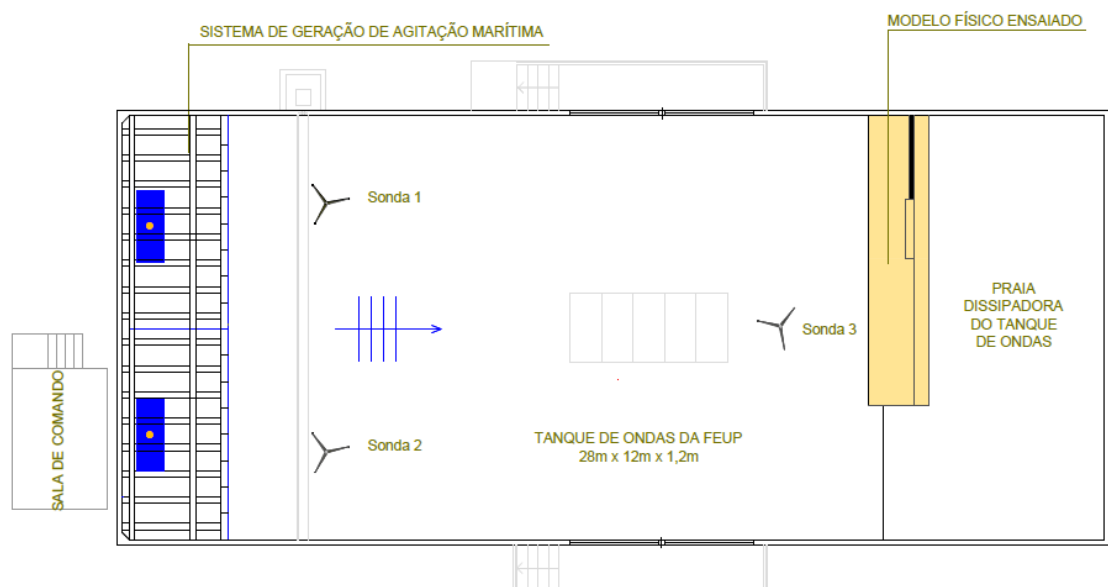


Figura 4.7 – Planta do tanque de ondas da FEUP

Na Figura 4.7 é facilmente perceptível a colocação dos sistemas medidores dos níveis de água, sendo colocados em três zonas distintas, um a cerca de 2.5m à frente do modelo e os outros dois colocados a 2.5m das paredes laterais do tanque, próximas do sistema de pás.

Posteriormente à definição das escalas e à seleção do perfil-tipo a executar no modelo, ponderou-se como poderia ser elaborado. O modelo teria três partes distintas entre si para que se conseguisse aproveitar ao máximo o tempo disponível. Seria então constituído pela secção A, onde se encontrava o cilindro de maiores dimensões, ou seja, o cilindro 1; seguidamente seria colocado o cilindro de menores dimensões, denominado de cilindro 2, e este local seria designado como secção B; posteriormente, seria construída a secção C a qual correspondia a uma zona não protegida, ou seja, o cordão dunar estaria totalmente exposto às condições marítimas.

Posto isto, procurou definir-se as dimensões longitudinais da estrutura, em função da extensão dos cilindros existentes, conforme se constata pela Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Comprimento, à escala, da estrutura aderente

Cilindros	Escala	Comprimento Real da Estrutura (m)	Comprimento a escala da estrutura (m)
Cilindros 1	1/21	330	15.7

Pela análise da Tabela 4.5, concluiu-se que eram necessários cerca de 15m para modelar a extensão total da estrutura aderente, para os cilindros 1. Contudo, devido aos limites físicos do tanque de ondas, isto não é possível de ser concretizado. Note-se que um tamanho excessivo do modelo levaria também um a acréscimo do número de possíveis falhas técnicas. Para colmatar esta situação, procurou definir-se somente um excerto da estrutura, com uma extensão de um cilindro de cada tipo. Na Tabela 4.6 encontram-se sumariados os respetivos comprimentos.

Tabela 4.6 – Comprimento do modelo na Atividade Laboratorial.

Cilindros	Escala	Nº de cilindros utilizados	Comprimento de cada cilindro (m)	Comprimento total do modelo na atividade laboratorial (m)	Distância total do protótipo experimentado no Laboratório (m)
Cilindros 1	1/21	1	2.75	2.75	57.75
Cilindros 2	1/21	1	1.70	1.70	35.7

Como os cilindros 1, se encontravam junto da parede, uma determinada secção teria de ser desprezada, isto devido ao efeito de barreira provocado pela parede do tanque, o que significa que não foi

efetivamente experimentado no modelo os 2.75m que os cilindros tinham, mas somente cerca de 2.36m.

Consequentemente, para a secção definida previamente, procurou definir-se todos os seus comprimentos à respetiva escala, sendo que a designação de pontos corresponde aos locais de mudança de declive no perfil tipo escolhido.

Tabela 4.7 – Comprimento do perfil da Praia a uma escala de 1/21.

Ponto	Cota (m)	Distância ao Ponto 1 no Protótipo (m)	Distância ao Ponto 1 no Modelo (cm)
1	1.02	-	-
2	2	4.7	22.5
3	3	14.7	70.0
4	4.88	23.6	112.5
5	11.39	23.6	-

A altura do cordão dunar teve o mesmo procedimento que a extensão transversal da praia, ou seja, procurou adaptar-se a altura no protótipo contida no perfil tipo para o modelo, estando portanto em concordância com o levantamento topográfico existente na altura.

Tabela 4.8 – Altura do cordão dunar

Secção	Altura no protótipo (m)	Altura no modelo, a escala 1/21 (cm)
1, 2,3	6.5	31

Todavia, alguns aspetos do perfil não foram executados, ou devido à dificuldade de produção destes, ou devido a informação inexistente, como a execução do tubo de ancoragem, também denominado de “*apron*”, o qual assume um papel fundamental na estabilidade do próprio cilindro. No que diz respeito à batimetria dos fundos, no caso de estudo, não foi possível encontrar qualquer tipo de informação para a elaboração dos perfis tipo da solução, contudo, como a ondulação do local era do tipo “*spilling*”, observado aquando da deslocação ao local, pode concluir-se que o solo se inclina de uma forma gradual e, portanto, levará a um declive mais suave, pormenor este que foi tido em conta na construção do modelo.

4.6.3. CARACTERÍSTICAS HIDRODINÂMICAS NO MODELO

As condições hidrodinâmicas existentes no modelo estavam em conformidade com o que realmente existe no protótipo. Todavia, na execução dos ensaios, estes foram realizados utilizando uma agitação regular, o que não sucede na realidade, devendo esta ser irregular. Através das condições hidrodinâmicas realizadas por Coelho, 2005 e as quais podem ser observadas na secção 4.3 da presente dissertação, estas foram adaptadas em função da escala aplicada ao cilindro 1, para os três diferentes ensaios a realizar.

Tabela 4.9– Condições Hidrodinâmicas no Protótipo e no Modelo

Nº ensaio realizado	Protótipo			Modelo		
	H _s (m)	T _p (s)	Θ (°)	H _s (cm)	T _p (s)	Θ (°)
1	1.5	8	0	7.1	1.75	0
2	2.5	10	0	11.90	2.2	0
3	2.0	9	0	9.5	1.9	0

Todavia, no sistema de geração de ondas, a altura de onda máxima está condicionada pelos critérios inerentes à rebentação da onda, assim como o limite da performance do próprio sistema gerador. A relação entre a altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$ e o período, estes independentes do tipo do sistema de geração, é citado em HR Wallingford, 2012, como:

$$H_{m\acute{a}x} = \frac{L}{7} * \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \text{ ou } H_{m\acute{a}x} = \frac{L}{10} * \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (22)$$

$$H_{m\acute{a}x} \leq 0.6 * d \text{ ou } H_{m\acute{a}x} \leq 0.5 * d \quad (23)$$

Sendo que na Eq. 21 é expresso a relação, para inúmeros estados de agitação possível, entre a altura de onda máxima, $H_{m\acute{a}x}$, que pode ser gerada, para uma determinada profundidade, d , sem ocorrência de rebentação, ao longo do seu comprimento, L . A expressão representada na Eq. 22 ilustra, segundo Marinheiro, 2013, um segundo critério, que dá uma maior segurança em relação a probabilidade de não ocorrência de rebentação das ondas, sendo que nesta equação a altura de onda máxima não deve exceder 60% ou 50% da profundidade estabelecida. Este critério tem particular importância para ondas cujas frequências sejam elevadas, por conseguinte, para períodos baixos. De referir que, o desempenho do sistema de geração é limitado pela sua excursão máxima, velocidade e força. No caso do sistema de absorção dinâmica da reflexão se encontrar ativado, a altura de onda máxima que pode ser gerada será

reduzida, isto porque o sistema de geração tem a funcionalidade de absorver as ondas ao mesmo tempo que as está a criar.

Na Figura 4.8 é ilustrativo os possíveis estados de agitação regular produzidos pelo sistema de geração de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP, para uma profundidade de água no modelo correspondente a 0.37m, nível de água este, correspondente à situação mais desfavorável no caso de estudo, ou seja, em condições de PMAV.

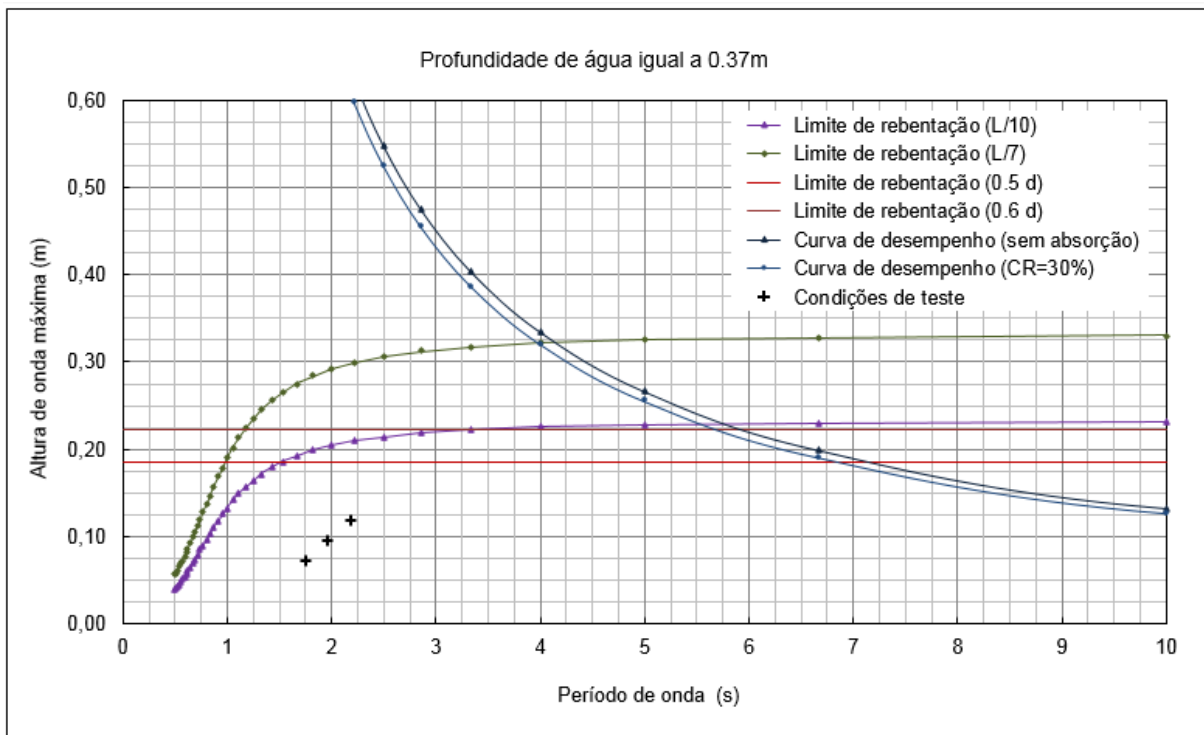


Figura 4.8 – Viabilidade da execução dos estados de agitação

Através da análise do gráfico, na Figura 4.8 podemos observar que, para cada condição de teste utilizada, o parâmetro relativo à altura de onda máxima encontra-se abaixo dos limites acima indicados para a máxima altura de onda no interior do tanque.

O coeficiente de reflexão, associado a uma estrutura aderente em geossintéticos, pode variar conforme a sua localização, ou seja, estando mais suscetível a ação direta das ondas ou estando numa posição mais recuada, à semelhança deste ensaio. O coeficiente adotado para a ilustração anterior foi 0.3, valor característico de uma estrutura costeira com extensão transversal de praia.

4.7. PLANO DE ENSAIOS

Como referido na secção 4.2.5, o modelo incorporou três situações completamente distintas, o que facilitou não só o número de ensaios a fazer, como se poupou tempo na execução do modelo.

Os ensaios consistiram em testes, cada um com a duração exata de 30 minutos, de ação contínua da agitação marítima sobre o modelo de fundos móveis executado, sendo que, durante este tempo foram analisados, a cada 5 minutos, todos os aspetos fundamentais para a interpretação nas três secções. O

nível de água no tanque de ondas era constante para qualquer um dos ensaios a serem realizados, tendo o valor correspondente de 0.37m, conforme descrito no subcapítulo anterior.

Foram realizados três ensaios distintos, diferenciados pelas condições hidrodinâmicas aplicadas, sendo que, após cada um deles, proceder-se-ia à reconstrução do modelo. Note-se que no ensaio 2, o perfil da praia manteve-se inalterado em relação ao que se obteve no final do primeiro ensaio. Na Tabela 4.12 descrevem-se as propriedades de cada ensaio.

Tabela 4.12 – Resumo do plano de ensaios.

Nº ensaio realizado	Características do Modelo					Observações
	H _s (cm)	T _p (s)	Θ (°)	Δt(min)	D (cm)	
1	7.14	1.75	0	30	37	Ao longo do ensaio 2, a morfologia era diferente em comparação aos ensaios 1 e 3.
2	11.9	2.18	0	30	37	
3	9.5	1.96	0	30	37	

O primeiro ensaio seria caracterizado por uma altura de onda de 7.14cm, correspondente a uma altura de onda significativa no protótipo de 1.5m, a qual é normalmente usada para o dimensionamento numa estrutura deste género, para um período de pico de 1.75cm no modelo, equivalendo a um período de pico de 8s no protótipo. No segundo ensaio, o perfil da praia era mantido inalterado face ao resultante do ensaio 1, contudo, haveria a devida retificação da posição dos cilindros. Neste ensaio a altura de onda significativa foi de 11.9cm, correspondente a uma altura de 2.5m no protótipo e um período de pico de 2.18s, ou seja, 10s no protótipo. Finalmente, o último ensaio foi executado nas mesmas condições do primeiro ensaio, mas neste a altura de onda significativa foi de 9.5cm, e período de pico de 1.96s, o que conduz a uns valores de 2m e 9s de altura de onda significativa e período de pico no protótipo. Na Figura 4.9 é representado o aspeto inicial do modelo aquando da realização do primeiro ensaio.



Figura 4.9 – Aspeto inicial do perfil, previamente ao ensaio nº1

4.8. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

A instalação experimental foi igual independentemente do tipo de ensaio a realizar, pois, em cada ensaio, foram estudadas todas as soluções ao mesmo tempo, conforme se pode ver pela Figura 4.10.

A primeira etapa na elaboração do modelo, posto que todos os detalhes referentes à sua localização e tipo de perfil a executar já se encontravam resolvidos, foi encontrar uma solução que permitisse que o perfil fosse construído em cima da praia dissipadora de modo a que a areia não se infiltrasse pelo enrocamento existente. Ponderou-se a utilização de uma geomembrana ou de uma tela em geossintéticos que se encontravam tanto no Laboratório de Hidráulica como no Laboratório de Materiais de Construção como revestimento da camada de enrocamento. A opção recaiu sobre a tela, colocando-se esta ao longo de toda a extensão da praia dissipadora, com uma largura ligeiramente superior ao modelo. Na Figura 4.10 pode ser constatado o início deste primeiro passo.



Figura 4.10 – Revestimento do enrocamento da praia dissipadora, recorrendo a geossintéticos.

Seguidamente à colocação do revestimento, elaborou-se, numa das paredes do tanque de ondas, a realização de uma cércea. Esta tinha como objetivo fornecer uma guia, de modo a que a elaboração do modelo fosse o mais correta possível, encontrando-se nesta todas as dimensões longitudinais e verticais referentes ao perfil tipo, identificando-se, inclusive, os níveis de PMAV e do Nível Médio das Águas do Mar. Na Figura 4.11 é ilustrada uma secção da cércea descrita.

Para evitar o aparecimento do revestimento sobre a praia dissipadora aquando dos ensaios, isto devido à previsível erosão da praia, o qual efetivamente não iria corresponder à situação no protótipo, foi adotada uma distância mínima de 20cm acima da última fiada de pedra, fazendo corresponder o ponto com a cota de 4.00m (Z.H.), nessa secção, permitindo, assim, uma fácil monitorização do nível de água no tanque, já que era esta a cota do nível de PMAV.



Figura 4.11 – Cércea a servir como guia para a execução do modelo.

Posteriormente, foi construída uma barreira na parte de trás do modelo, na maior parte executada em perxpex, para que facilitasse a construção do cordão dunar e permitisse que, na altura da realização do ensaio, conferisse uma proteção de modo a que o cordão não colapsasse para o lado oposto da praia, acontecimento que não se passaria no protótipo. A Figura 4.12 apresenta a barreira construída ao longo de todo o modelo e a Figura 4.13 mostra o reforço efetuado, recorrendo-se a blocos e perfis de betão existentes no Laboratório de Hidráulica da FEUP, assim como a cilindros que não seriam ensaiados no modelo.



Figura 4.12 – Barreira na parte oposta a zona de exposição do cordão dunar.

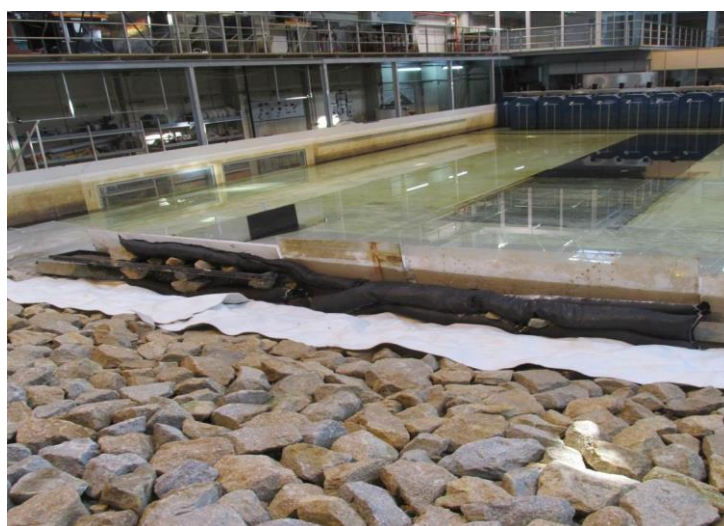


Figura 4.13 – Reforço da barreira.

Após conclusão da barreira, iniciou-se a construção do modelo, com base na cércea previamente descrita, recorrendo-se à areia já existente em sacos ou em caixões, que era transportada mais facilmente, com o auxílio da ponte que existe no laboratório de hidráulica e que servia também para a colocação dos cilindros. Como referido anteriormente, o cilindro de maiores dimensões não se encontrava totalmente cheio e, para evitar trabalhos de enchimento, fez-se com que uma das pontas do mesmo estivesse praticamente vazia, dobrando-se para baixo o geossintético. Uma vez que esta secção do cilindro ir-se-ia encontrar junto à parede do tanque e, devido ao fenómeno de barreira provocado por este, esta secção tornar-se-ia desprezável numa futura análise ao longo dos ensaios e, portanto, nenhum problema ocorreria em colocar o cilindro na forma acima descrita. Note-se que as dimensões do lado oposto à secção da parede encontravam-se em conformidade com a escala do modelo.

O modelo foi construído a partir da secção junto da parede do tanque, sendo que, inicialmente, foi elaborado o cordão dunar; de seguida colocaram-se os cilindros, posteriormente procedeu-se ao recobrimento do cilindro de menores dimensões e, finalmente, concluiu-se todo o perfil correspondente à praia. Na Figura 4.14 é representado o transporte dos caixões de areia.



Figura 4.14 – Transporte da areia para o local de construção do modelo.

Na Figura 4.15 está representado o aspeto final do modelo antes da realização do ensaio nº 1 e durante a fase de enchimento do tanque.



Figura 4.15 – Perfil final do modelo prévio ao ensaio 1, durante a fase de enchimento.

Depois da conclusão de todo o trabalho referente à elaboração do modelo e ao enchimento do tanque com a profundidade já anteriormente referida, e, antes de começarem os ensaios, foram estrategicamente colocadas e devidamente calibradas as sondas que permitiriam o registo dos níveis de água, sendo que a sua posição pode ser constatada na Figura 4.7. Os medidores foram descritos na secção 4.3.3.

Na Figura 4.16 encontra-se a posição de uma das sondas utilizadas para a medição dos níveis hidrodinâmicos e, na Figura 4.17, um exemplo da tabela obtida após a calibração prévia ao ensaio 3, obtendo-se coeficientes de calibração muito próximos da unidade.

De referir que, antes do início de qualquer ensaio, foi sempre efetuada uma calibração diária, tal como referido por Silva, 2010, devido ao aumento da condutividade da água em cerca de 2% por cada 1°C, o que interferirá na relação linear executada na calibração, pois esta vai variar ao longo do tempo.

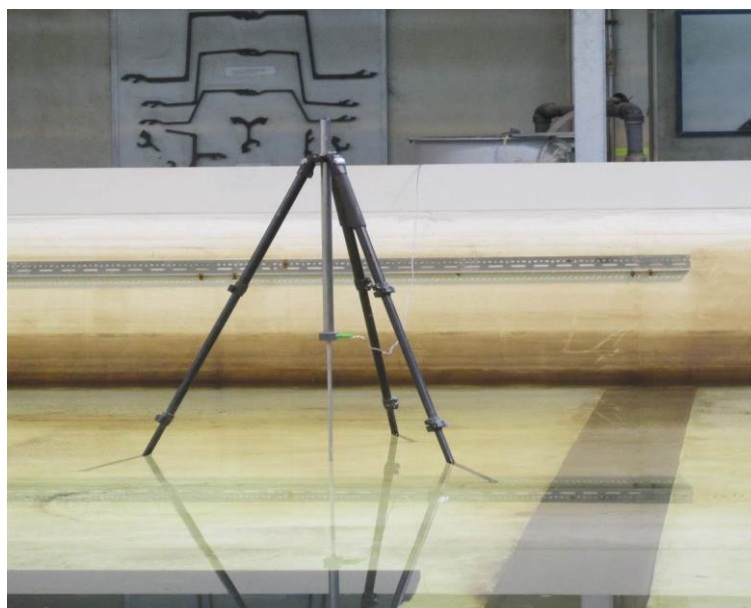


Figura 4.16 – Colocação da sonda medidora dos níveis hidrodinâmicos perto do sistema de geração.

Instrument Calibration								
Calibrated by Diogo Ferreira on 2014/03/05 17:08:49								
#	Instrument Name	Instrument Type	Instrument Serial/ID	Units	Calibration	Zero	R ²	95% CI @ FSD
1 : MeasurementComputing - USB-1608FS								
2	Channel 2	Wave Probe	esqc	m	0.0216315...	-1.21352...	0.9997...	0.0006474316...
5	Channel 5	Wave Probe	praia	m	0.0199202...	-0.39077...	0.9992...	0.0009458369...
8	Channel 8	Wave Probe	dirc	m	0.0200330...	-0.28924...	0.9996...	0.0006656972...

Figura 4.17 – Tabela de Calibração obtida após o ensaio 3.

Finalizado todo este processo, pôde-se então dar início ao plano de ensaios.

4.9. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS AO LONGO DOS ENSAIOS

Ao longo deste subcapítulo vão ser abordados os três ensaios realizados, com a duração 30 min cada, no modelo físico reduzido constituído por fundos móveis, analisando-se todos os momentos que foram adquiridos a cada 5 minutos de duração do ensaio, recorrendo-se, sempre que possível, à demonstração fotográfica do fenómeno em questão. Assim, era objetivo avaliar o perfil da praia e o

comportamento o cordão dunar face a três possíveis situações, tendo sempre em consideração o comportamento que o cilindro geossintético terá, pois este era o elemento chave na realização deste modelo, ou seja, o objetivo era estudar as modificações que iriam acontecer na praia com a introdução dos cilindros, assim como estudar a estabilidade dos cilindros face às condições hidrodinâmicas, assistindo-se, também, aos danos que o modelo sofresse, caso não fosse executado qualquer plano de intervenção.

Todavia, há ainda a considerar a provável existência de fenómenos que podem levar a uma incorreta interpretação dos dados, efeitos estes que poderão advir da escala ou da construção do próprio modelo. Estes efeitos de escala e de modelo serão futuramente abordados.

Na Figura 4.18 são identificadas as três secções utilizadas no ensaio. Correspondendo a secção A, B e C, respetivamente, à secção do cilindro de maiores dimensões, ao cilindro de menor dimensão e à praia sem qualquer dispositivo de proteção. Também foram tidas em consideração as secções referentes às juntas dos cilindros denominadas de secções A-B e B-C, respetivamente as secções compreendidas entre os 2 cilindros e o cilindro da secção B e a praia desprotegida.



Figura 4.18 – Ilustração representativa das 3 secções em estudo.

4.9.1. ENSAIO Nº 1

Como se verificou na Tabela 4.12, neste ensaio a altura de onda significativa corresponde ao valor de 7.14 cm no modelo, o que corresponde a uma altura de onda significativa de 1.5m no protótipo, e um período de pico de 1.75s respetivamente 8s no protótipo. O nível da maré correspondia à situação mais

desfavorável, ou seja, à situação de PMAV, correspondendo a uma altura de água no tanque de ondas de 37cm. Na Figura 4.19 é ilustrado o perfil antes do início do ensaio, onde se constata que todas as secções se encontram em concordância com o perfil estabelecido. Na Figura 4.20 são observados os dados introduzidos no programa *HR Wave Maker*, os quais permitiam que se desse início à geração de ondas e consequentemente começo do ensaio.



Figura 4.19 – Perfil inicial, antes do ensaio nº 1

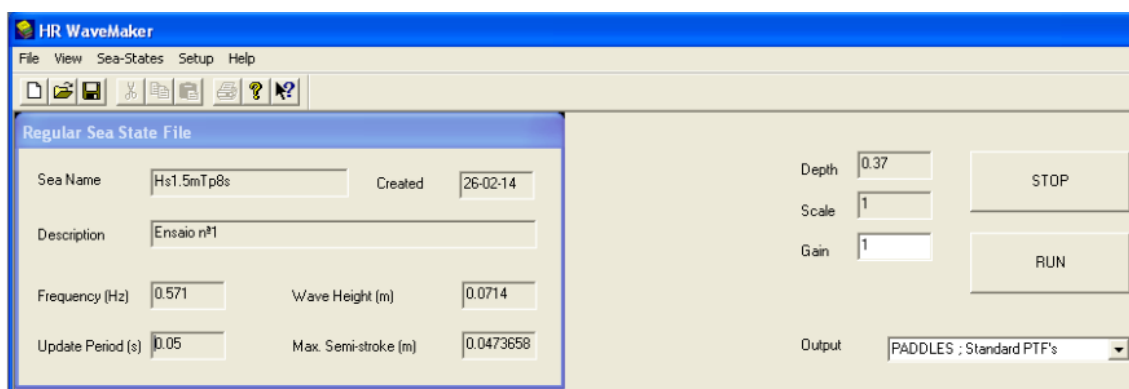


Figura 4.20 – Procedimento inicial, no programa *HR Wave Maker* para o princípio da geração das ondas

A hora de início do ensaio nº 1 deu-se aproximadamente por volta das 17h e 13m, durando como dito anteriormente, exatamente 30min. Logo durante os primeiros 5 minutos do ensaio desde já se conseguiu obter alguns pontos de análise. Na Secção A, ou seja, a secção onde se encontrava o cilindro 1, constatou-se um o aparecimento de um pequeno fenómeno erosivo, particularmente na zona junto a parede ao tanque, fenómeno este explicado, devido ao fenómeno barreira já muitas vezes enunciado ao longo da dissertação, o qual provocaria a reflexão das ondas geradas, levando a um aumento da altura de onda e claro agravamento dos fenómenos erosivos, o que não espelhava efetivamente o que realmente aconteceria no protótipo e, portanto, este fenómeno será desprezado ao longo de toda a duração do ensaio. Outro aspeto a realçar, na mesma secção foi o começar do fenómeno de espraçamento, ou seja, houve a movimentação ascendente da água, vinda da onda

incidente, após a rebentação, ao longo da face da praia até à base do cilindro, isto pode ser observado na Figura 4.21.



Figura 4.21 – Fenómeno de espraçamento, nos momentos iniciais do ensaio nº 1 na secção A.

Contudo, não é só na Secção A que se verificavam alterações face ao perfil tipo inicial, na Secção B também se apuravam alterações, nomeadamente, ao nível do recobrimento existente sobre o cilindro 2. Apesar de este ainda se encontrar totalmente coberto nesta fase inicial do ensaio, já se observava a existência de uma arribada de erosão no pé do talude de recobrimento, sendo que era perceptível o início do deslizamento deste. Na Figura 4.22 são visíveis os efeitos acima descritos, destacando-se o facto de existir uma ligeira fissura na zona perto da Secção A.



Figura 4.22 – Arribada de erosão do pé de talude de recobrimento, na Secção B.

Na secção C, algumas alterações puderam ser observadas nos primeiros 5 minutos de ensaio, essencialmente, em relação ao fenómeno que também estava a ocorrer na Secção A, ou seja, o espraimento. Só que esta zona não dispunha de nenhuma estrutura de proteção contra a ação hidrodinâmica, sendo que o limite do espraimento era muito perto do pé de talude do cordão dunar, levando a um aumento da fragilidade na zona em questão. Na Figura 4.23 é constatado este fenómeno.



Figura 4.23 – Situação na Secção C numa fase inicial do ensaio nº1.

Convém aferir que as secções respeitantes às juntas, Secções A-B e B-C, encontravam-se praticamente inalteradas em relação ao perfil inicial.

Finalizados os primeiros 5 minutos de observação, foi esperado que voltassem a passar outros 5 minutos para que se pudesse averiguar a evolução do ensaio, prevendo-se antecipadamente que as situações das 3 secções se iriam deteriorar, face as observações obtidas ao longo do primeiro momento de observação.

Na Secção A, a condição em que se apresentava o cilindro 1 era mais debilitada, pois, após o espraimento ocorrido, verificou-se um processo de infraescavação, ao longo da base do cilindro, fenómeno que cada vez mais era acentuado com a passagem do tempo do ensaio. Isto aumentava claramente o risco de possibilidade de rolamento da estrutura e perda clara da sua funcionalidade útil. Todavia devido a sua forma “ovalada”, que era conseguinte de uma percentagem de enchimento inferior a 100%, esta instabilidade seria minimizada, mas que contudo não seria impedida. Após a observação deste processo, verificou-se claramente a necessidade de existência do “*apron*”, na base do cilindro, pois este impedia que houvesse erosão neste local. A Figura 4.24 mostra a situação de infraescavação na base do cilindro 1.



Figura 4.24 – Infraescavação na base do cilindro 1, na secção A.

Com a evolução temporal do ensaio, também se constatou uma evolução significativa na secção B. Cada vez mais, os sinais do colapso do recobrimento eram claramente mais evidentes, perspectivando – se que este iria colapsar com o evoluir do ensaio. Neste momento, foram registados os primeiros sinais de visualização do cilindro 2, que, até aos primeiros minutos se encontrava descoberto junto à secção C, o que pode ser observado na Figura 4.25. A erosão existente no pé de talude encontrava-se alinhada com o cilindro 1 existente na secção A, facto demonstrado na Figura 4.26.



Figura 4.25 – Primeiro momento de visualização do cilindro 2, na secção B.



Figura 4.26 – Alinhamento das secções A e B.

Na secção C não havia alterações de relevo, face ao que se tinha estabelecido nos primeiros momentos da realização do ensaio, destacando-se somente o aparecimento de um pequeno efeito localizado na secção B-C, ilustrado na Figura 4.27. O motivo do aparecimento de tal fenómeno é devido ao efeito de turbulência local, originado por uma mudança brusca das secções.



Figura 4.27 – Efeito localizado, na secção B-C.

Na passagem dos 15 minutos de ensaio, ou seja, quando foi atingido metade da duração prevista para o ensaio, notou-se os primeiros indícios do deslocamento do cilindro 1, momento este representado na Figura 4.28, através da observação de uma fenda na areia existente no topo do cilindro. Mais uma vez salienta-se o facto da ausência do “apron” na base do cilindro, pois este confere uma maior estabilidade ao mesmo.



Figura 4.28 – Fissuração na areia do topo do cilindro 1, na secção A.

Nas restantes secções, neste momento do ensaio não se verificou nenhuma evolução significativa, em comparação com o momento anterior de averiguação.

No tempo restante do ensaio, houve uma tendência para a estabilização do que até agora tem sido observado. Todavia ainda houve ligeiras evoluções no que diz respeito as secções A e B. Na secção A foi cada vez mais evidente o processo de rolamento no cilindro, pois a fissura existente iria aumentar de largura, sendo que esta tenha estabilizado perto do final do ensaio, devido à facilidade de adaptação do cilindro a fossa de erosão, que se tinha formado na sua base. Na Secção B, com a passagem do tempo o recobrimento existente, que estava na parte frontal ao cilindro 2, foi desaparecendo, até que por volta dos 25 minutos de ensaio este tinha desaparecido completamente, deixando o cilindro visível e claramente exposto as condições hidrodinâmicas presentes no ensaio. Fenómenos de erosão na base do cilindro 2 era também já facilmente visíveis na parte final do ensaio. A secção C permaneceu praticamente inalterada, sendo verificado na secção B-C, o início do colapso do cordão dunar, note-se que este início de colapso poderá também ser devido a uma insuficiência no reforço do elemento em perpex, mostrando ai um erro na elaboração do modelo. Na Figura 4.29 é visível a evolução da fissura sobre o cilindro 1, na secção A, enquanto que na Figura 4.30 é observado, aos 20 minutos de ensaio, a ainda existência de alguma areia do recobrimento na parte frontal do cilindro 2, na secção B, e os primeiros indícios de infraescavação, junto a secção B-C.



Figura 4.29 – Evolução na instabilidade por rolamento do cilindro 1 na secção A.



Figura 4.30 – Estado da Secção B nos 20 minutos de ensaio.

Após a conclusão do ensaio, foi analisado, criteriosamente, tudo o que passou desde o início, recorrendo-se, sempre possível, a imagem fotográfica.

Na secção A, houve mudanças em comparação com o posicionamento do cilindro 1, pois este rolou ligeiramente face à sua posição original; contudo, o deslocamento não foi muito significativo e, rapidamente, se conseguiu adaptar a vala de erosão que se encontrava na sua base. Esta deslocou-se cerca de 2cm do coroamento em relação à duna, observando-se portanto uma deslocação de cerca de 40cm, no protótipo.

Não só no cilindro se verificaram alterações na secção A, pois o perfil da praia que se encontrava à frente do cilindro, também sofreu algumas alterações. A largura da praia emersa era de cerca de 28cm, correspondendo a uma situação de 5.88m protótipo, sendo que esta baixou cerca de 3.5cm, ou seja, aproximadamente 70cm no protótipo, face ao perfil tipo inicial na secção.

A Figura 4.31 mostra o aspeto final da secção A, após a conclusão do ensaio nº 1.



Figura 4.31 – Aspeto final da Secção A, após a conclusão do primeiro ensaio.

A secção B, também demonstrou uma evolução significativa, designadamente, na evolução do talude de recobrimento.

O talude de areia existente à frente do alinhamento do cilindro desapareceu, deixando este completamente exposto à ação da agitação marítima, revelando uma eficácia parcial para o recobrimento. Todavia, o coroamento do talude de recobrimento ainda permaneceu coberto com areia, mas apresentava uma arribada de erosão bastante acentuada, prevendo-se que, caso o ensaio continuasse durante mais algum tempo, este acabaria também por colapsar, em semelhança ao pé de talude. Também foi verificado um fenómeno de erosão na base do cilindro 2, nomeadamente nas zonas anexas as outras secções.

Na Figura 4.32, observa-se o aspeto final da secção B, após a finalização do ensaio nº 1.



Figura 4.32 – Imagem final da Secção B, após a realização do ensaio nº 1.

A Secção C manteve-se praticamente inalterada manifestando somente uma fissura evidente no coroamento do cordão dunar, na secção B-C, esta provocada essencialmente pelo efeito localizado que surgiu na zona e acentuada por não haver reforço adequado da zona. Note-se que também é visível a erosão, apesar de pequena, ao longo do pé do talude do cordão dunar.

A largura da praia emersa frente ao cordão dunar era de cerca de 56 cm, correspondendo a um valor de 11.76m no protótipo.

A Figura, 4.33 representa o aspeto final da respetiva secção, após a conclusão do ensaio nº 1 e a Figura 4.34 mostra o aspeto final do modelo nas três secções de estudo.



Figura 4.33 – Fotografia lateral, ilustrativa do aspeto final da Secção C.



Figura 4.34 – Aspeto final do modelo, após a conclusão do ensaio nº 1.

4.9.2. ENSAIO Nº 2

Antes do início do ensaio foi proposta a realização de uma, de duas situações, para o estudo da evolução da estrutura aderente em cilindros de geossintéticos.

Numa primeira situação, tentar-se-ia não mexer no modelo físico executado, ou seja, deixar o final do ensaio nº 1 como o início do ensaio nº 2. Isto significaria a realização de uma situação energética a incidir sobre o resultado precedente na estrutura, sendo simulado uma situação tempestade, em que teríamos a situação do ensaio nº 1 e depois uma situação em que as condições de agitação se teriam agravado, com altura de onda significativa e período de pico superiores.

Numa segunda hipótese, eram feitas pequenas reposições no modelo, de forma a reconstituir parcialmente o modelo inicial. Entre elas, incluía-se na secção A retificar a reposição do cilindro 1, deslocando-o ligeiramente em direção à duna, pondo-o na situação inicial e, na secção B, reconstituir o talude de areia sobre o cilindro que tinha sido afetado no ensaio anterior. No que diz respeito ao perfil transversal da praia, não houve qualquer intervenção permanecendo o perfil obtido no final do primeiro ensaio inalterado.

Esta segunda abordagem foi a escolhida e, portanto, antes da realização deste ensaio, foram executadas as devidas adaptações.

À semelhança do ensaio anterior, este teria uma duração espetável de 30min. e uma altura de onda significativa de 2.5m no protótipo e um período de pico de 10s, correspondendo, respetivamente, a uma altura de onda significativa de 11.9cm e um período de pico de 2.18s no modelo físico em fundos móveis. Na Figura 4.35 é observado o aspeto inicial do modelo antes da realização do ensaio nº 2; na Figura 4.36 é ilustrada a alteração do perfil da praia em comparação com o estabelecido no ensaio nº 1 e, consequentemente, no perfil tipo. Finalmente na Figura 4.37 mostram-se os dados referentes à colocação dos respetivos parâmetros de agitação marítima no sistema gerador de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP.



Figura 4.35 – Aspeto inicial do perfil para a realização do ensaio nº 2.



Figura 4.36 – Diferença no perfil-tipo da praia, aquando a execução do ensaio nº 2.

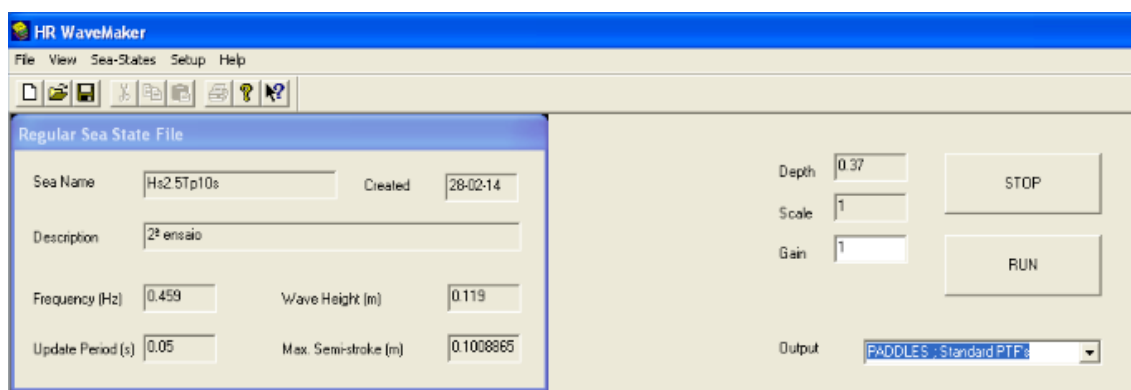


Figura 4.37 – Procedimento inicial, no programa *HR Wave Maker* para o princípio da geração das ondas, para a realização do ensaio nº 2.

Desde cedo, notaram-se sinais alarmantes no que diz respeito à estabilidade do cordão dunar e dos próprios cilindros pois a forte agitação marítima causava um impacte muito agressivo em todo o modelo físico.

Na secção A, nos primeiros instantes do ensaio, já se observavam alterações significativas no cilindro de geossintético, com fortes indícios de infraescavação na sua base, como pouco depois era facilmente visível um deslocamento significativo do cilindro, mostrando que, uma mais forte agitação e uma quase ausência de praia, provocam uma maior instabilidade do cilindro, fazendo que a sua capacidade útil de proteção seja anulada. A Figura 4.38 mostra a situação após o primeiro minuto de ensaio na secção A. Convém referir que esta foto foi conseguida através do vídeo realizado durante o respetivo ensaio.



Figura 4.38 – Estado do cilindro 1, na secção A, no instante inicial do ensaio nº 2.

À semelhança do que ocorria na secção A, a secção B encontrava-se com um nível de estragos muito acentuado. A forte ondulação no modelo atingia o topo do coroamento do talude de recobrimento que se encontrava na secção, logo com as primeiras ondas a incidir no local. Após o primeiro minuto do ensaio, o pé do talude de recobrimento era inexistente tendo sido completamente erodido, deixando o cilindro completamente exposto às condições incidentes. Eram claramente visíveis os sinais de colapso do que restava do recobrimento. A Figura 4.39 mostra o estado da devida secção no início do ensaio nº 2.



Figura 4.39 – Estado das secções B e C, no instante inicial do ensaio nº 2.

Na imagem anterior, também é visível o que estava a acontecer ao mesmo tempo na secção C. Facilmente se observa que a forte agitação marítima incide diretamente no pé do talude do cordão dunar, onde nos instantes iniciais do ensaio eram visíveis fendas de colapso, deixando este em condições muito precárias. Após o primeiro minuto de ensaio, a zona perto da secção B já se encontrava em ruína.

Após a conclusão do primeiro minuto, facilmente se apercebe que a situação ocorrida ao longo de todo o modelo iria evoluir para uma situação onde a praia seria completamente destruída e os cilindros completamente removidos.

Por volta do segundo minuto após o início do ensaio na secção A, o cilindro já tinha sido completamente removido da base do cordão dunar, deixando este completamente à deriva da situação energética incidente, começando a adaptar-se à vala de erosão existente na sua base. Na mesma secção o cordão dunar, designadamente na zona próxima da junta A-B, já se encontrava em claro colapso. A Figura 4.40 ilustra o respetivo momento.



Figura 4.40 – Evolução do ensaio nº 2, após 2 minutos do seu início.

Na mesma figura, observa-se o que estava a acontecer nas outras secções de estudo.

Na Secção B, o colapso do recobrimento era muito evidente, estando parcialmente destruído, sendo uma questão de tempo até que esteja completamente removido. O deslocamento do cilindro 2 também é constatado pela figura prévia, pois já se encontra afastado do alinhamento da base do cordão dunar, existente nas outras secções.

Na Secção em C, as condições foram ligeiramente evoluindo, sendo iminente o colapso do cordão dunar.

Com o passar do tempo do ensaio a debilidade do cordão, ao longo de todas as secções, foi-se detiorando, a forte agitação e a pequena praia a sua frente, foram os grandes motivos para este acontecimento. No 4º minuto do ensaio era visível este nível de estragos, ilustrado na Figura 4.41.



Figura 4.41 – Estado do modelo físico durante o ensaio nº 2, após 4 minutos do seu início.

Após o último momento de registo, verifica-se que o movimento do cilindro 2, presente na secção B, encontrava-se acomodada na vala de erosão existente na sua base. Todo o recobrimento executado já desapareceu e, aliado ao movimento do cilindro, o cordão dunar encontra-se claramente vulnerável, sendo fortemente afetado neste momento.

Nas restantes secções, houve uma evolução ligeira face às condições previamente descritas, sendo mais evidente na secção A uma fenda ao longo do coroamento do cordão dunar o que indicará que, com o evoluir do ensaio, toda esta secção poderá acabar por colapsar.

No 10º minuto e em comparação com o último momento de avaliação, praticamente mantiveram-se as condições no que diz respeito às estruturas em cilindros de geossintéticos, sendo que só se registou um ligeiro deslocamento do cilindro 1, na secção A, na sua extremidade junto à parede do tanque de ondas. Contudo e como era expectável, foi cada vez maior o nível de estragos presente no cordão tendo este recuado severamente. Na Figura 4.42 observam-se as condições obtidas no 10º minuto do ensaio nº 2.



Figura 4.42 – Estado do modelo físico durante o ensaio nº 2, após 10 minutos do seu início.

Por volta do 15º minuto interrompeu-se o ensaio nº 2, sendo que as condições não seriam muito diferentes do que estavam a ser naquele momento. Em comparação com o momento anterior de averiguação, só fica registado uma evolução negativa no que concerne ao cordão dunar, sendo que este era cada vez mais reduzido. As Figuras 4.43, 4.44, e 4.45, mostram o aspeto final do modelo em fundos móveis após a conclusão do ensaio das três secções estudadas.



Figura 4.43 – Estado final após o ensaio nº 2, na secção A.



Figura 4.44 – Estado após o ensaio nº 2, na secção B.



Figura 4.45 – Estado após o ensaio nº 2, na secção C, numa fase de esvaziamento do tanque de ondas.

Na conclusão do ensaio nº 2, houve grandes mudanças em todo o modelo físico face ao perfil inicial, sendo claramente notório um forte deslocamento dos cilindros e uma visível redução do cordão dunar ao longo de todas as secções.

Na secção A, representada na Figura 4.44, houve um forte deslocamento do cilindro de aproximadamente 20cm na zona junto à secção B, 4m no protótipo e um deslocamento médio de 47cm na zona junto à parede de cerca de 10m no protótipo, onde o efeito barreira que esta exerce e, sendo o cilindro nesta zona com uma percentagem de enchimento ligeiramente inferior, explica o facto de haver um deslocamento mais severo. O cordão dunar também foi drasticamente reduzido, sendo diminuído desde os 40cm originais para uma média de 9cm, representando aproximadamente 2m no protótipo ao longo de toda a secção, sendo que havia zonas em que a barreira em perspex se encontrava visível. Note-se que o reforço da barreira de perspex não foi uniforme ao longo de todo o modelo físico e, depois da perda de capacidade do cilindro, o cordão dunar nesta secção estaria mais debilitado.

Na secção B, o recobrimento do cilindro 2 foi completamente removido não havendo nenhum sinal da sua existência após a conclusão do cilindro. O deslocamento do cilindro 2 foi superior ao que se verificou ao cilindro 1, da secção A, facto explicado devido às suas menores dimensões e, portanto, uma probabilidade de destabilização do mesmo era bastante superior, apesar do recobrimento lhe conferir uma maior proteção. Ele deslocou-se aproximadamente 34cm, face à sua posição original, correspondendo a um valor no protótipo de 7.14m numa escala de 1/21. O cordão dunar foi reduzido em cerca de 29cm no modelo, valores aproximadamente de 6m no protótipo.

Na secção C, apesar de não existir de qualquer mecanismo de proteção, foi a secção onde houve uma menor redução do cordão dunar, motivo que pode ser explicado na secção 4.9.4, devido aos efeitos de laboratório, tendo um comprimento médio de 20.5cm, correspondendo a um valor de protótipo de 4.07m. A largura da praia emersa na secção corresponde a cerca de 63cm, um valor no protótipo de 13.23m. Note-se que este valor foi medido desde o nível de preia-mar e o ponto do pé de talude da duna, no final do ensaio nº2.

Em suma, neste ensaio a quase ausência de praia na secção frontal dos cilindros, aliada à forte agitação marítima provocada, aumentada pelo efeito barreira, leva a condições excessivas de erosão ao longo de todo o perfil, sendo que, para esta situação, a segurança conferida pelos cilindros praticamente nula, conferindo só alguma proteção nos instantes iniciais da tempestade.

4.9.3. ENSAIO Nº 3

Finalizado o ensaio nº 2 e, face ao tempo ainda disponível, procedeu-se à realização de um último ensaio laboratorial. Assim, realizou-se um novo procedimento de reperfilização do modelo físico, constituindo-se o perfil inicial tipo para todas as secções, ou seja, recolocaram-se os cilindros nas suas respetivas posições, reconstituiu-se a praia, assim como, se reconstruiu o cordão dunar e o recobrimento na secção B. A Figura 4.46 mostra o trabalho de reperfilização efetuado, e na Figura 4.47 vê-se perfil inicial antes da realização do ensaio nº 3



Figura 4.46 – Trabalho de reperfilização.

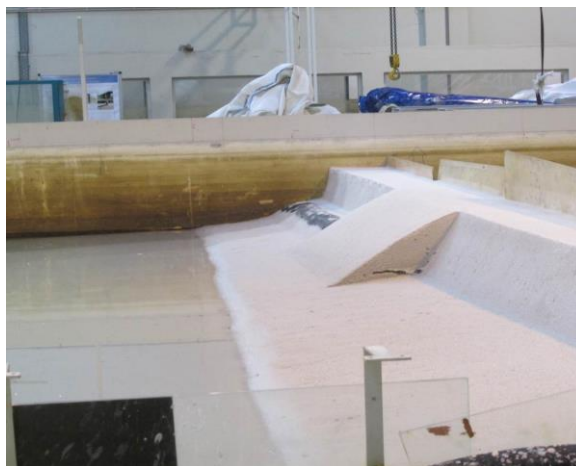


Figura 4.47 – Modelo Físico antes da realização do ensaio nº 3.

Para a realização deste ensaio e conforme é constatado na Tabela 4.12, as condições hidrodinâmicas seriam ligeiramente superiores ao ensaio nº 1 e inferiores ao segundo ensaio. A altura de onda significativa era de 2m no protótipo o que corresponde, segundo a escala do modelo, a uma altura de 9.5cm e a um período de pico de 9s no protótipo; consequentemente, um período de pico de 1.96s no modelo. A Figura 4.48, à semelhança da Figura 4.20 e Figura 4.37, ilustra os dados introduzidos no programa *HR Wave Maker* do sistema gerador de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP.

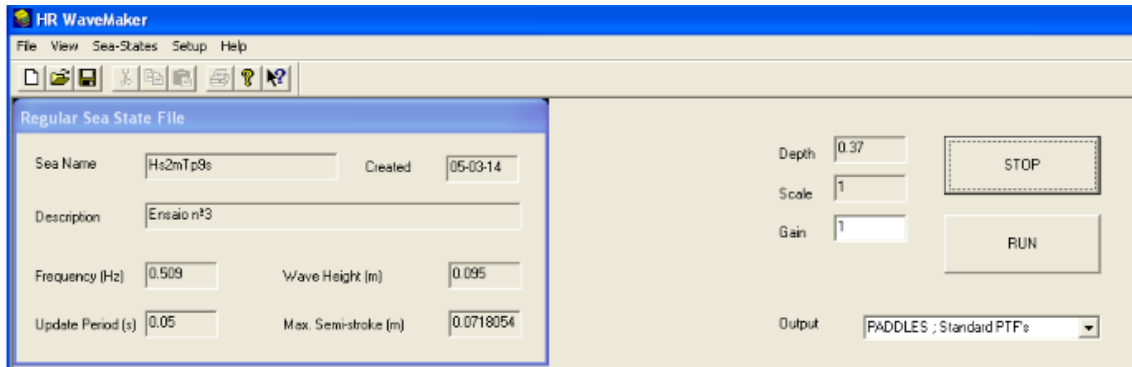


Figura 4.48 – Introdução dos dados, no programa *HR Wave Maker* para realização do ensaio nº 3.

A hora de início do ensaio foi aproximadamente 17:46 min, tendo uma duração semelhante à dos outros ensaios de 30 minutos.

No primeiro momento de análise, ou seja, após o 5º minuto de ensaio, já eram observadas algumas alterações em comparação com o perfil do modelo físico inicial, ao longo das diversas secções de estudo.

Na secção A que englobava o cilindro de maiores dimensões, o fenómeno de infraescavação da base do cilindro era evidente, assim como um afastamento em relação à sua posição de origem com cerca de 5cm, ou seja, um expectável movimento aproximado de 1m no protótipo, tendo-se estabilizado nesta distância. Também foi visível um fenómeno de rotação neste momento o que é ilustrado na Figura 4.49.



Figura 4.49 – Posicionamento do cilindro 1, nos instantes iniciais do ensaio nº 3.

Na secção B também se notavam alterações face ao modelo inicial. Já se encontrava bem visível todo o cilindro pois, até este momento, verificava-se o desaparecimento do recobrimento na zona frontal do mesmo, sendo que o restante se encontrava em arriba de erosão acentuada. Por fim, a extremidade junto à secção C do cilindro estava a deslocar-se, afastando-se da sua posição inicial junto à base do cordão dunar. Na Figura 4.50 é observado o instante descrito neste parágrafo.



Figura 4.50 – Secção B, no 1º momento de averiguação no ensaio nº 3.

Na secção C era visível o espraçamento a atingir a base da duna, sendo constatado o iniciar de um processo de ravinamento na mesma, momento este representado na Figura 4.51.



Figura 4.51 – Pé da duna, na secção C, afetado pela agitação marítima nos instantes iniciais do ensaio nº 3.

Após o registo dos acontecimentos anteriores, com o evoluir temporal do ensaio, assistiu-se a um adular das condições existentes, em especial nas secções B e C, sendo que, na secção A e no 10º minuto, a evolução do cilindro era pequena, tendo-se encontrado uma situação muito semelhante ao que se tinha constatado..

Na secção B, o talude de recobrimento estava completamente destabilizado, todavia o cilindro ainda permanecia numa posição idêntica à que tinha sido reportada minutos antes. A Figura 4.52 mostra o evoluir da situação nesta mesma secção.



Figura 4.52 – Secções B e C, no 10º minuto durante o ensaio nº 3.

Pela Figura 4.52 é constatada uma evolução negativa ao longo do pé de talude do cordão dunar, em especial na zona junto à Secção C, devido a um agravamento do processo de infraescavação o qual poderá pôr severamente em risco a estabilidade do mesmo.

À passagem de metade de tempo previsto para o ensaio na secção A, o cilindro mantinha-se em conformidade com as situações anteriores, tendo-se definitivamente estabilizado; contudo ainda havia perda de areia na zona entre a duna e o cilindro, ou seja, no lado de tardoz.

Em B, o cilindro encontrava-se desalinhado, devido às fortes investidas da agitação marítima, sendo que o recobrimento continuava fortemente afetado, mas ainda permanecia. A Figura 4.53 ilustra o estado neste preciso momento.



Figura 4.53 – Secção B, durante o meio-termo do ensaio nº 3.

Em C, designadamente, na proximidade do sector B, era observada uma pequena instabilidade na parte inferior do talude do cordão dunar pormenor mostrado, tanto na Figura 4.57 como na fotografia abaixo, Figura 4.54.



Figura 4.54 – Instabilidade do pé de talude, durante o ensaio nº 3, na secção C.

Até ao finalizar do ensaio, as condições anteriores tenderam a estabilizar, com a exceção da verificada na secção C, pois a instabilidade verificada propagou-se ao longo de mais metade da extensão da zona de cordão dunar não protegido. O talude de duna nos sectores A e B permaneceu intacto, não se verificando nenhum galgamento ao longo da duração do ensaio. Note-se que em nenhum dos dois cilindros se verificou qualquer tipo de deslocamento significativo até ao fim do ensaio. Na Figura 4.55 é ilustrada a propagação da instabilidade na secção C e nas figuras subsequentes é ilustrada a situação final encontrada nas devidas secções, respetivamente, Figura 4.56, 4.57, e 4.58, as secções A, B e C.



Figura 4.55 – Propagação da instabilidade na secção C, no ensaio nº 3.



Figura 4.56 – Situação final em A, após o ensaio nº 3.



Figura 4.57 – Situação final após a realização do ensaio nº 3, na secção B.



Figura 4.58 – Situação Final na secção C, após a realização do ensaio nº 3.

Em resumo, com o aumento das condições energéticas, em comparação ao ensaio nº 1, o nível de estragos é superior, verificando-se isto em todos os sectores de estudo.

Na Secção A, ilustrado na Figura 4.56, o cilindro deslocou-se aproximadamente 10cm, face à sua posição original, o que, em parte, é devido à inexistência de um mecanismo protetor na sua base, como o “*apron*”, estando à deriva desta infraescavação e, portanto, suscetível a uma rotação. Destaque ainda para a quase inexistência de praia emersa à frente do cilindro, mas que, contudo, não se regista qualquer dano significativo no cordão dunar, excetuando na secção junto à parede do tanque de ondas, onde o efeito parede foi mais sentido, removendo a maior parte de areia no lado de tardoz do cilindro.

Na Secção B, ilustrado na Figura 4.57, houve um claro deslocamento do cilindro 2, tendo este ficado ligeiramente desalinhado mas praticamente alinhado ao cilindro da secção 1, numa posição final. Isto mostra que a segurança que o recobrimento exerce sobre o cilindro, atrasa mas não impede, o movimento desestabilizador que a agitação marítima exerce sobre os mesmos. De referir que este acabou muito afetado em comparação não só, com o aspeto inicial, mas também com o resultado final do ensaio nº 1. A semelhança do que aconteceu no sector vizinho A, o cordão dunar permaneceu intacto, não se tendo registado nenhuma fenda ou recuo.

O cordão dunar existente na secção em C e ilustrado na Figura 4.58, foi claramente o mais afetado no modelo físico realizado durante o ensaio nº 3, assistindo-se no final a um aumento da instabilidade na secção inferior do talude. Devido a efeitos de modelo, a areia existente no coroamento da duna manteve-se o que difere se acontecesse no protótipo, pois, neste caso, o facto de a areia se encontrar molhada na realização do modelo, confere-lhe maior coesão entre partículas. Era plausível com a evolução do tempo para o ensaio que todo o talude da secção C fosse afetado. Isto mostra que, mesmo com uns cilindros parcialmente eficazes, o cordão dunar seria, ainda que razoavelmente, afetado. A largura média de praia emersa, verificada ao longo da extensão da secção C, foi de 20cm, um valor correspondendo a aproximadamente 4m no protótipo.

4.9.4. PLAUSÍVEIS ERROS DURANTE A REALIZAÇÃO DO MODELO FÍSICO

Na elaboração de qualquer modelo físico reduzido, deve ter-se em consideração erros que poderão advir da fase de construção do modelo ou quando se realizam os respetivos ensaios. Erros de laboratório associados ao modelo, efeitos de escala ou uma incorreta precisão dos instrumentos utilizados na medição.

Os principais erros de laboratório ou, por outras palavras, os efeitos de modelo, advém essencialmente durante a fase construtiva do modelo físico. Um exemplo é o areal que constituía a praia não ser uniforme ao longo de todo o modelo executado, havendo secções nomeadamente as mais afastadas da cêrcea guia que tinham sido executadas numa das paredes do tanque serem ligeiramente mais largas, correspondendo a um perfil de praia um pouco mais amplo do que o que existe, contribuindo, portanto, para uma menor capacidade de averiguação.

Como já foi referidi, o efeito barreira proporcionado não só pela parede do tanque, como também pela reflexão das ondas nas pás do sistema de geração da agitação, agrava as condições de agitação nos locais mais próximos deste, pois, segundo Silva (2010), a interação não-linear das ondas geradas pode dar origem a harmónicas de ordem superior em ondas regulares e, consequentemente, ao aumento da capacidade erosiva. Na Figura 4.59 é ilustrado este mesmo efeito aquando se realizava o ensaio nº 3, pois proporciona condições totalmente inexistentes no protótipo.



Figura 4.59 – Efeito barreira durante o ensaio nº 3, no modelo físico.

Para minimizar o efeito junto às pás geradoras e como está descrito na secção 4.3.2, o sistema de geração incorpora um sistema de absorção ativa; todavia junto às paredes do tanque não houve qualquer dispositivo que atenuasse este efeito.

O reforço não adequado da barreira de perspex nos primeiros ensaios, poderá ter levado à excessiva fissuração do cordão dunar, designadamente na secção B-C.

Para facilitar a construção do modelo, foi usada areia húmida e ao longo da construção do modelo, este era constantemente regado, de modo a que a areia obtivesse uma maior coesão evitando o colapso do mesmo; porém, isto implica um efeito do modelo, pois no protótipo a areia é seca e aquando da iteração da agitação marítima no talude do cordão dunar, este acabaria por colapsar, o que efetivamente não aconteceu, como se constata na Figura 4.59.

O cilindro de geossintéticos de maior dimensão não se encontrava totalmente cheio, havendo uma secção descompensada. Esta zona foi colocada junto à parede do tanque a qual seria afetada pelo efeito barreira e, portanto, seria desprezada aquando da análise da iteração da estrutura com as condições hidrodinâmicas aplicadas.

Associados aos efeitos de laboratório, também existem os efeitos de escala, tendo estes origem numa reprodução defeituosa dos fenómenos no modelo físico, devendo-se isto a uma impossibilidade de executar todos critérios de semelhança ao mesmo tempo. Para uma melhor compreensão destes efeitos pode recorrer-se a uma averiguação através de uma comparação dos resultados obtidos com os modelos físicos construídos em diferentes escalas, avaliando-se quais os parâmetros dimensionais que não se mantêm constantes. Devido a estes efeitos alguns dos parâmetros não correspondem de igual forma no modelo e no protótipo. Segundo Marinheiro (2013), os efeitos de escala serão tanto maiores quanto menor for o fator geométrico a que o modelo é construído, ou seja, para atenuar estes efeitos negativos convém construir o modelo físico com as dimensões mais próximas possível do protótipo, obtendo-se assim uma maior escala. O presente trabalho laboratorial foi condicionado pelos cilindros pré-existentis, tendo sido usados os maiores, de forma a atenuar o efeito de escala associado. Os principais efeitos de escala provêm da inexecutabilidade de adotar os critérios de semelhança descritos em 4.5.1 e, como se recorreu a um critério de semelhança de *Froude*, os processos hidrodinâmicos foram mais afetados devido às dissimilitudes associadas a outros critérios, como as forças de

viscosidade e a tensão superficial, prevendo-se que estes pudessem ser mal reproduzidos, afetando fenómenos de transformação de ondas, como, por exemplo, a reflexão e a rebentação.

Os principais efeitos de escala devido às forças tensões superficiais traduzem-se num amortecimento do movimento da superfície livre, tendo também uma possibilidade de influenciar a celeridade das ondas reproduzidas e consequentemente uma incorrecta de alguns fenómenos de agitação marítima.(Silva, 2010).

Ao utilizar-se uma semelhança segundo Froude, os processos turbulentos são reproduzidos com um nível de satisfação adequado, todavia com a redução do número de Reynolds no modelo físico, faz com que os efeitos viscosos sejam mais pronunciados.

No que respeita aos processos sedimentares, as dissimilitudes destes podem provocar efeitos de escala num modelo de fundos móveis, sendo que a sua origem é principalmente devido a uma incorrecta simulação do tamanho dos grãos de areia (Kampuis, 1984). Em Kampuis, 1984, é retratado os efeitos de escala em modelos costeiros de fundos móveis, considerando vários parâmetros que têm relevo para os processos de transporte sedimentar tais como a densidade relativa e o número de Froude densimétrico.

O efeito associado à escolha do fluido na realização do ensaio laboratorial, pois os cilindros de geossintéticos são utilizados na proteção costeira e, portanto, estão em contacto com a água do mar, tendo esta um peso volúmico ligeiramente superior ao da água doce que é geralmente utilizada nos modelos físicos reduzidos. Porém, o efeito de escala inerente ao fluido é pequeno pois a relação de escala entre estes é muito próxima da unidade, e segundo Morais (2010) citando Quintela (2007), os efeitos de escala resultantes da não consideração das forças de viscosidade são tão maiores quanto a escala geométrica se afastar da unidade.

Erros provenientes das medições devem-se fundamentalmente aos equipamentos que registam a medição dos níveis hidrodinâmicos no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da FEUP. A incerteza destes resultados poderá implicar uma repetição do ensaio e nova calibração do instrumento de medição. Para mitigar tal efeito, os medidores eram constantemente limpos antes do início de cada ensaio, assim como havia sempre um processo de calibração prévia, dos mesmos.

5

APRECIÇÃO FINAL

Segundo alguns autores o uso dos geossintéticos, como elemento protetor na engenharia costeira, tem tido uma boa taxa de sucesso nas suas aplicações em ambientes não muito energéticos (agitação marítima). Todavia, para garantir tal efeito, há que dimensionar a intervenção de uma forma coerente e correta de forma a minimizar riscos que inviabilizem a estabilização da estrutura e uma perda clara da sua capacidade. Um bom uso da estrutura em geossintéticos pode levar a uma poupança significativa, no que concerne a custos de investimento e a um menor impacte no ambiente costeiro.

Ao longo desta dissertação, deu-se a conhecer quatro tipos distintos de utilização do material geossintético na engenharia costeira: os elementos encapsulados com areia ou com outro material, como os sacos, contentores, cilindros e como filtro em revestimentos.

Como se constata, existe já uma vasta experiência a nível mundial na aplicação destas estruturas, como por exemplo na Austrália e nos Estados Unidos da América, não obstante ainda alguma falta de “*know-how*”.

A presente dissertação tem como objetivo principal o estudo do comportamento de uma estrutura de cilindros em geotêxtil, “inspirado” na aplicação a um caso de estudo em Moledo do Minho procurando antecipar-se, em modelo físico a uma escala reduzida, o comportamento que a estrutura inovadora poderá ter. A intervenção em Moledo do Minho só ocorre após a conclusão desta dissertação. O modelo físico conforme foi explicitado no decorrer do capítulo 4, tentou representar a uma escala 1/21, uma réplica de uma determinada secção da praia de Moledo do Minho, segundo o levantamento topográfico de 2011, optando-se pela situação mais crítica em termos de extensão transversal do comprimento do perfil da praia. Para simular as condições de agitação marítima locais, foram utilizados dados de Coelho, 2005 relativos à costa noroeste portuguesa. Foram utilizadas variações de altura de onda significativa entre 1.5 a 2.5m e períodos de pico entre os 8 e 10s.

Para comparar o que efetivamente acontecia na situação onde eram implantados os cilindros de geossintéticos, foram consideradas no modelo outras situações que podiam ser relacionadas com a praia de Moledo do Minho, tais como a utilização de um cilindro de menores dimensões, comparativamente ao projeto inicial e uma outra hipótese onde não havia qualquer mecanismo de proteção na praia. Cumulativamente, a utilização de cilindros de menores dimensões permitiu simular também uma situação a diferente escala, em que o cilindro com o diâmetro de projeto estivesse a ser atuado por agitação mais severa.

No decorrer dos ensaios, tentou-se concretizar todos os objetivos pré estabelecidos, estudando-os no tempo instituído para a duração dos ensaios. Obtiveram-se as seguintes conclusões:

Perante a análise dos dados referentes ao programa de aquisição de dados, constatou-se que as alturas de onda excederam os valores introduzidos o que, aquando dos ensaios 1 e 3, mostra que apesar de faltarem alguns equipamentos técnicos, os cilindros de geossintéticos tiveram um bom comportamento deslocando-se apenas alguns centímetros no modelo.

O cilindro deve ser colocado o mais recuado possível em relação ao nível de água do mar, ficando menos suscetível às condições de rebentação das ondas, aumentando assim a sua estabilidade e grau de eficácia. Este facto foi observado no ensaio 2, pois nesta situação a extensão transversal do perfil da praia era bastante reduzida. Com a forte ondulação, os cilindros ficaram numa posição bastante vulnerável, conduzindo numa questão de minutos após o início do ensaio, a uma situação de debilidade notória e exposição direta do cordão dunar às condições de agitação simuladas..

Verificou-se poder existir uma clara vantagem na colocação de um “*apron*”, tal como previsto no projeto e não considerado no modelo, Como foi visível ao longo dos três ensaios realizados, o “*apron*” poderia prevenir a erosão localizada na base do cilindro, impedindo a infra-escavação a qual provoca a rotação do cilindro. Não obstante a forma “ovalizada” do mesmo que enfraquece este movimento de rotação, a sua deslocação da posição original deixa o lado de tardo exposto e, naturalmente, o pé de talude do cordão dunar.

O recobrimento do cilindro tem um impacte paisagístico favorável mas uma eficácia parcial. Como se pôde observar, este foi removido ao longo de todos os ensaios que se realizaram para os diferentes níveis de agitação, implicando uma necessidade de futuras recargas ao longo do período útil de vida da estrutura aderente. Através da análise dos ensaios, constatou-se que a zona da junta entre as secções B e C teve um comportamento mais débil do recobrimento, devido a fenómenos hidrodinâmicos localizadas. Foi sempre nesta zona que se começaram a detetar fissuras na areia e se deu o primeiro desaparecimento do recobrimento na secção frontal do cilindro 2, o que leva à necessidade de um cuidado especial.

O uso do cilindro de menores dimensões mostrou-se também eficaz no que concerne à proteção do cordão dunar ficando em boas condições aquando o final dos ensaios 1 e 3, o que pode levar a crer que a sua utilização no protótipo pode ser útil, garantindo um menor custo inerente à obra e ao tempo de execução. Todavia esta alternativa vai requerer maior necessidade de manutenção e mecanismos de proteção contra infra-escavações, assim como um acréscimo de areia utilizada na execução e reconstituição do recobrimento.

A situação de exposição da orla costeira simulada, face às condições de agitação marítima, essencialmente durante os dois últimos ensaios, os quais tinham um clima de agitação mais severo, mostrou a necessidade de recorrer a uma intervenção no local. Com o avançar do tempo e com o aumento do nível de danos na duna não protegida, o risco de um maior colapso do cordão dunar é superior, fazendo com que este perca as suas funções de defesa costeira e de ecossistema típico da orla costeira.

BIBLIOGRAFIA

- Alves J. 2011. *Estudo Experimental de um Recife Artificial para Surf e Defesa Costeira em Materiais Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Antunes do Carmo, 2013. *Experiência de Recuperação de um Sistema Dunar e Proposta de Instrumentos Complementares de Proteção, Atração e Valorização Ambiental*, Revista de Gestão Costeira Integrada, Vol. 13(3) páginas 317-328 .
- Antunes do Carmo *et al.* 2005. *Proteção Dunar: Um Caso de Estudo na Costa Portuguesa*, Proc. III Congresso sobre Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa, Maputo – Moçambique, 05-08 de Outubro. Publicado em CD.
- Bergado D. s/d. *Tsunami Reconstruction with Geosynthetics in Coastal Areas and Waterways*, Asian Institute of Technology, Tailândia
- Bezuijen A., Pilarczyk K.W. 2012. *Geosynthetics in Hydraulic and Coastal Engineering: Filters, Revetments and Sand Filled Structures*, 5th European Geosynthetic Congress, Proceedings, 16 de Setembro de 2012, Valência, Espanha
- Bezuijen A., Vastenburg E.W. 2013. *Geosystems Design Rules and Applications*, Laiden, Holanda, CRC Press/Balkema 145 páginas.
- Coghlan, I.R. *et al* 2008. *Research and Development Studies for ELCOMAX ® ELCOROCK ® Geotextile Sand Containers*, Water Research Laboratory, Sydney, Austrália
- Coelho C. 2005. *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Dissertação de Douturamento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Dean, R. G. 1973. Heuristic models of sand transport in the surf zone, *Proceedings Conference on Engineering Dynamics in the Surf Zone*, Sydney, Australia, 208-214.
- Dean, R.G. 1985. "Physical Modelling of Littoral Processes," Physical Modelling in Coastal Engineering, R.A. Dalrymple, ed., A.A. Balkema, Rotterdam, Holanda
- Fowler J. *et al* 2002. *Amwaj Islands Constructed with Geotubes, Bahrain*, Western Dredging Association Twenty-Second Technical Conference and Thirty-Fourth Annual Texas A&M Dredging Seminar, 12 de Junho de 2002, Denver, Estados Unidos da América
- Garcia S. 2007. *Aplicação Informática de Apoio à Seleção de Sistemas de Proteção Costeira com Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Geofabrics Australasia Pty Ltd. 2008. *Geotextile Bag Investigations*. Wyong Shire Council, 23 de Julho de 2008, Wyong, Austrália
- Geosynthetic Research Institute. 2012. *Installation of Geotextile Tubes Used for Coastal and Riverine Structures*. Geosynthetic Institute, Folsom, USA.
- HR Wallingford. 2009. *HR DAQ – Data Acquisition and Analysis Software Program*. HR Wallingford Ltd, Oxfordshire, UK
- HR Wallingford. 2007. *Multi- Element Wave Generation System with AC Drives and Dynamic Wave Absorption*. HR Wallingford Ltd, Oxfordshire, UK
- Hughes, S. A., and Cohen, J. 2006. *Half Moon Bay, Grays Harbor, Washington: Movable-Bed Physical Model Study*. Technical Report ERDC/CHL-TR-06-15, US Army Engineer Research

- and Development Center, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Mississippi, Estados Unidos da América
- Kamphuis, J.W. and R.B. Nairn. 1984 *Scale effects in large coastal mobile bed models*. Proc. ICCE 1984
- Kriel, H. J. 2012. *Hydraulic stability of multi-layered sand-filled geotextile tube breakwaters under wave attack*. Dissertação de Mestrado, Stellenbosch Univ., Stellenbosch, África do Sul
- Marinheiro J. 2013. *Estudo de Otimização de um Dispositivo Inovador para o Aproveitamento da Energia das Ondas*, Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Morais L. 2010. *Efeitos de Escala Associados à Modelação Física de Geocontentores*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- das Neves L. 2011. *Experimental Stability Analysis of Geotextile Encapsulated-Sand Systems Under Wave- Loading*. Dissertação de Douturamento, FEUP, Porto.
- das Neves L. 2003. *Geossintéticos e Geossistemas em Engenharia Costeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Oumeraci H., Dassanayake D. 2012. *Hydraulic Stability of Coastal Structures Made of Geotextile Sand Containers (GSCS): Effect of Engineering Properties of GSCS*. Thirty-Third International Conference Coastal Engineering Proceedings, 14/12/2012, 55 Páginas, Santander, Espanha
- Pilarczyk K. 2000. *Geosynthetics and geosystems in hydraulics and coastal engineering*, Roterdão, A.A Balkema Publications 913 páginas.
- Porto A. 2013. *Estudo Laboratorial do Comportamento de uma Restinga Móvel Confinada por Cilindros de geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Restall S.J. et al. 2002. *Case Studies Showing the Growth and Development of Geotextile Sand Containers. An Australian Prespective*. Geotextile and Geomembranes, Outubro de 2002, Vol. 20, páginas 321-342, Elsevier Science B.V.
- Santos, P.J.R. 2010. *Análise da interação de navios com dispositivos de acostagem e amarração. Estudo em modelo físico do posto “A” do terminal de petroleiros do porto de Leixões*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto
- Silva R. 2010. *Avaliação Experimental e Numérica de Parâmetros Associados a Modelos de Evolução da Linha de Costa*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto
- Smith M. s/d. *Geotextile Tubes in Environmental Applications*, Global Synthetics Pty Ltd, Smithfield, Austrália.
- TenCate Getube ® s/d. *Geosynthetics Containment*, TenCate.
- TenCate Geotube ® s/d. *Construção de uma Estrutura de Proteção de um Bar de Praia do Pine Cliffs Resort – Albufeira Algarve*, TenCate.
- Van Rhee C. 2002. *On sedimentation process in a trailing suction hopper dredger*, Proefschrift TU, Delft
- Van Steeg et al. 2011. *Large Scale Physical Model Tests on Sand- Filled Geotextile Tubes and Containers Under Wave Attack*, Proceedings Sixth International Conferences on Coastal Structures, 30 de Setembro de 2012, Yokohama, Japão

- Veloso Gomes F. 2007. *A Gestão da Zona Costeira*. Revista da Gestão Costeira Integrada 7(2): páginas 83-95
- Veloso Gomes F. 2010. *Estudo de Vulnerabilidades e Riscos às Ações Diretas e Indiretas do Mar sobre a Zona Costeira 1ª fase*. Polis Litoral Norte, Contrato 421/9/CN011
- Veloso Gomes F. 2011. *Novas Formas de Proteção Costeira: O Estado da Arte*. Apontamentos da disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP, Porto
- Veloso Gomes F. 2012. *Intervenções e Estruturas de Defesa Costeira*. Apontamentos da disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP, Porto.
- Veloso Gomes F., Taveira Pinto F., et al. 2006. *Pilot Site of River Douro – Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale do Lobo and Azores*, CERUP, Porto
- Veloso Gomes F., das Neves L. 2011. *Projeto de Execução: Intervenção de Emergência na Praia de Moledo do Minho, concelho de Caminha*. IHRH, Porto.
- Woodroffe C. 2003. *Coasts: form, process and evolution*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Zornberg J., Bouazza M. 2007. *Geosynthetic in Hydraulic Projects*, International Geosynthetics Society, Agosto de 2007, 2 Páginas.

- [1] <http://www.spgeotecnia.pt/upload/docs/Documentos%20IGS/FOLHETOS/Geossinteticos%20em%20Drenagem%20e%20Filtragem.pdf> Outubro de 2013
- [2] <http://www.goldcoast.qld.gov.au/northern-gold-coast-beach-protection-strategy-6044.html> Outubro de 2013
- [3] <http://www.coastsandports.com.au/gallery/breakwaters.shtml> Outubro de 2013
- [4] <http://www.wrl.unsw.edu.au/site/projects/research-and-development-studies-for-elcomax%C2%AE-elcorock%C2%AE-geotextile-sand-containers/> Outubro de 2013
- [5] <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/09112/page12.cfm> Outubro de 2013
- [6] <http://www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-693806.html> Outubro de 2013
- [7] <http://www.caterinasupply.com/Special%20Products.htm> Novembro de 2013
- [8] <http://www.tencate.com/emea/geosynthetics/applications/civil-works/hydraulic-constructions/default.aspx> Novembro de 2013
- [9] http://www.monumentos.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=3607 Janeiro de 2014
- [10] <http://www.igespar.pt/pt/patrimonio/pesquisa/geral/patrimonioimovel/detail/70476/> Janeiro de 2014
- [11] <http://www.aprh.pt/rgci/glossario/rebentacao.html> data 7/2/2014 Fevereiro de 2014
- [12] <http://www.youtube.com/watch?v=jTgo9mEUOI0> Maio de 2014
- [13] <http://forumalbufeira.blogspot.pt/2011/07/albufeira-contencao-do-areal-da-praia.html> Maio de 2014
- [14] <http://leirosadunes.bot.uc.pt/index.php?menu=11&language=pt&tabela=geral> Maio de 2014
- [15] <HTTP://INFRAALT.COM/MOUNT-ST-HELENS/> Maio de 2014

- [16] http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0606_f3_geotextile_tubes.html Maio de 2014
- [17] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Amwaj_Air.jpg Maio de 2014
- [18] <http://www.designbuild-network.com/projects/amwaj> Maio de 2014

ANEXOS

Anexo 1

IMAGENS SATÉLITE DA EVOLUÇÃO DO CORDÃO DUNAR NO CASO DE ESTUDO EM MOLEDO DO MINHO

Neste Anexo 1, encontra-se a sequência de imagens, ilustrativas da medição do comprimento do cordão dunar entre os anos 2001 e 2010, do caso de estudo em Moledo do Minho. A Figura 1.1 representa os seis pontos ao longo da zona de intervenção, onde foram registados os comprimentos do cordão dunar.

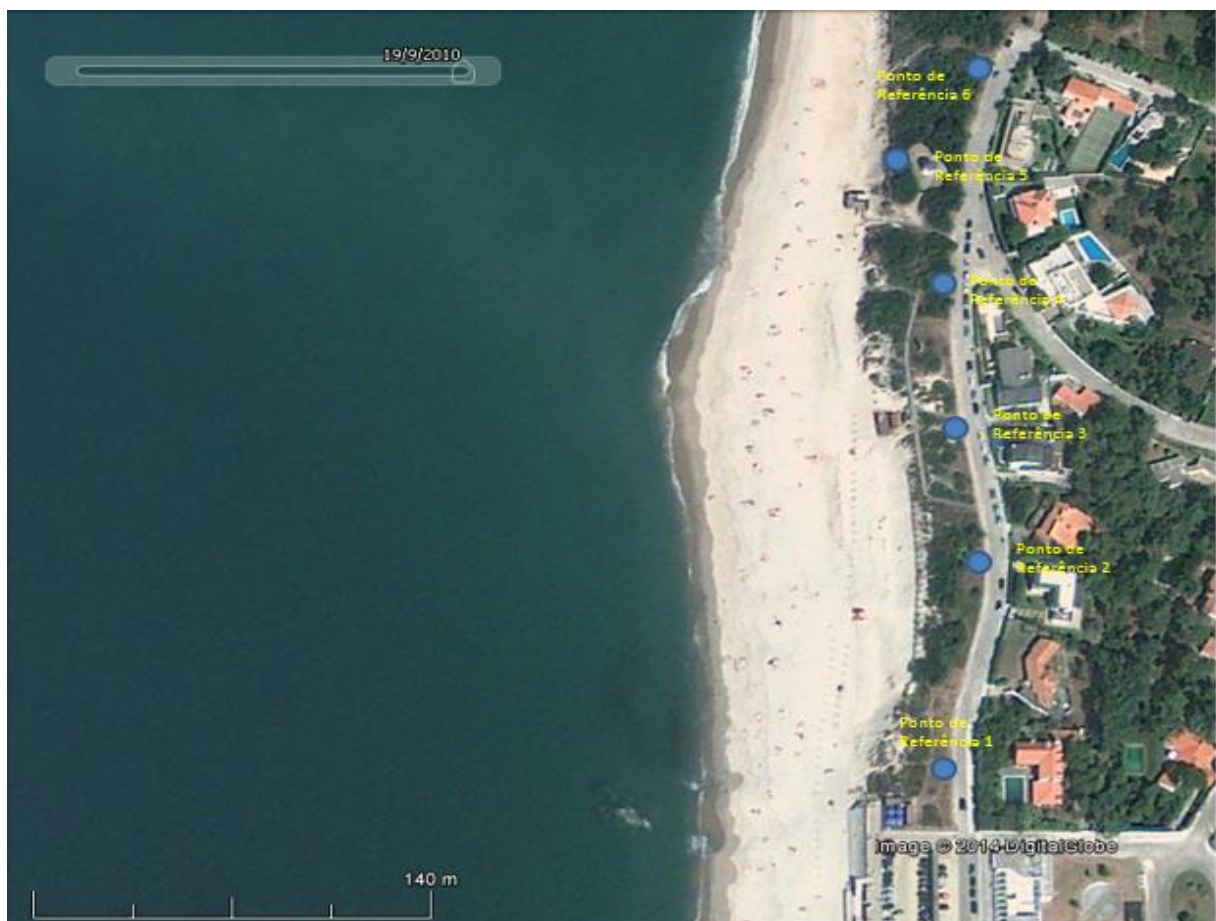


Figura A1.1 – Localização dos pontos de referência

Seguidamente, apresenta-se as secções medidas para os anos de 2001 a 2010, por ordem cronológica.



Figura A1.2 – Secções no cordão dunar, no ano de 2001.



Figura A1.3 – Secções no cordão dunar, no ano de 2003.

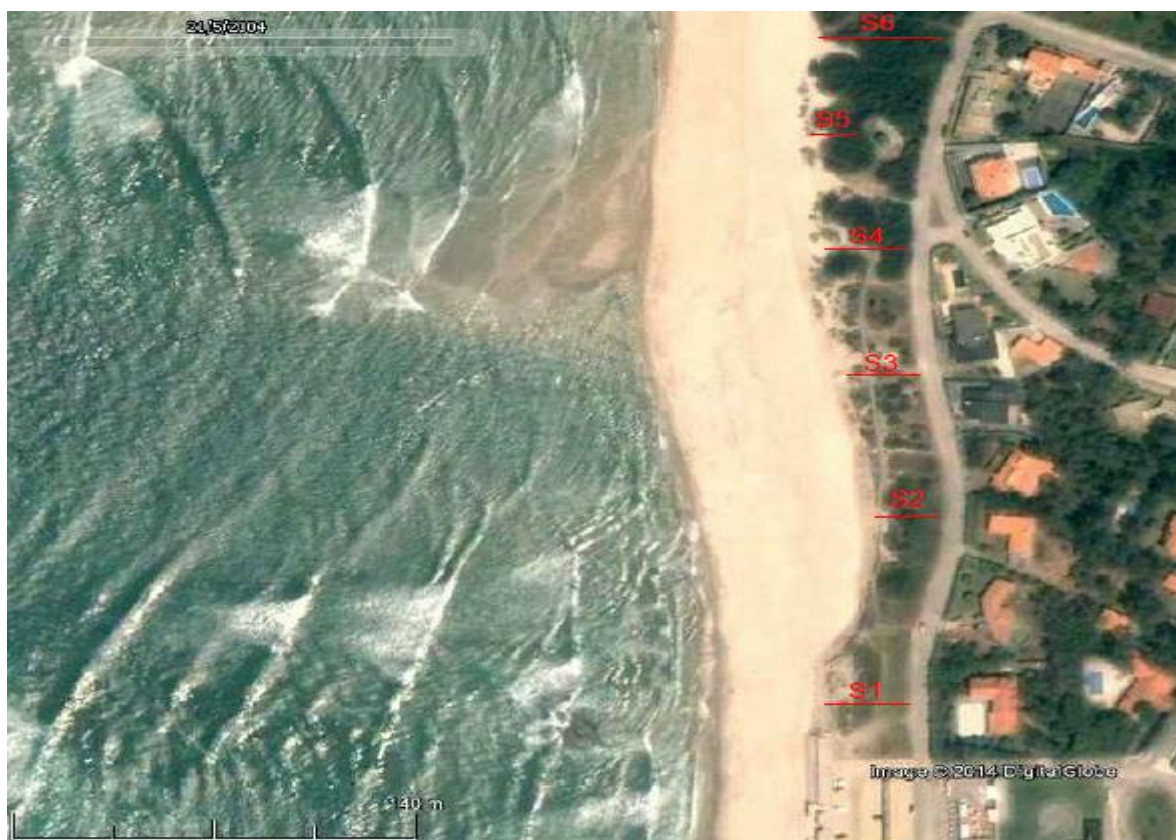


Figura A1.4 – Secções no cordão dunar, no ano de 2004.

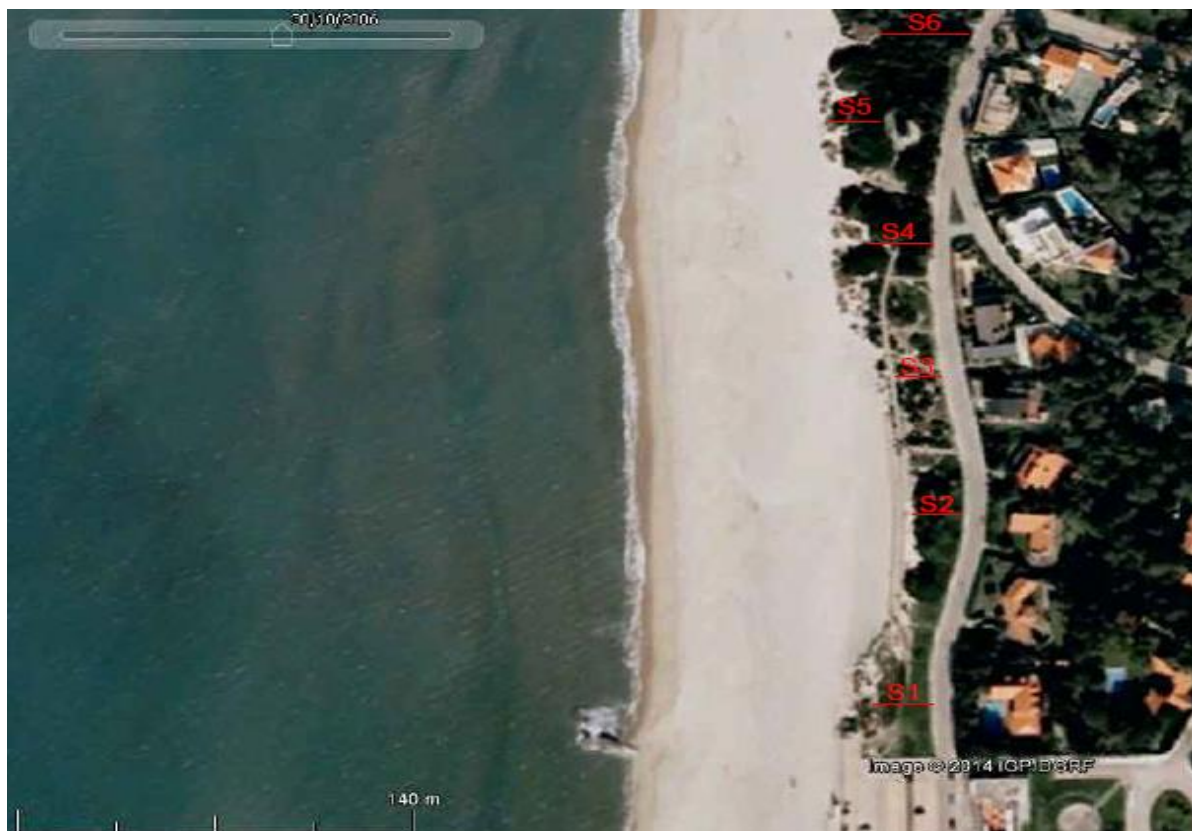


Figura A1.5 – Secções no cordão dunar, no ano de 2006.

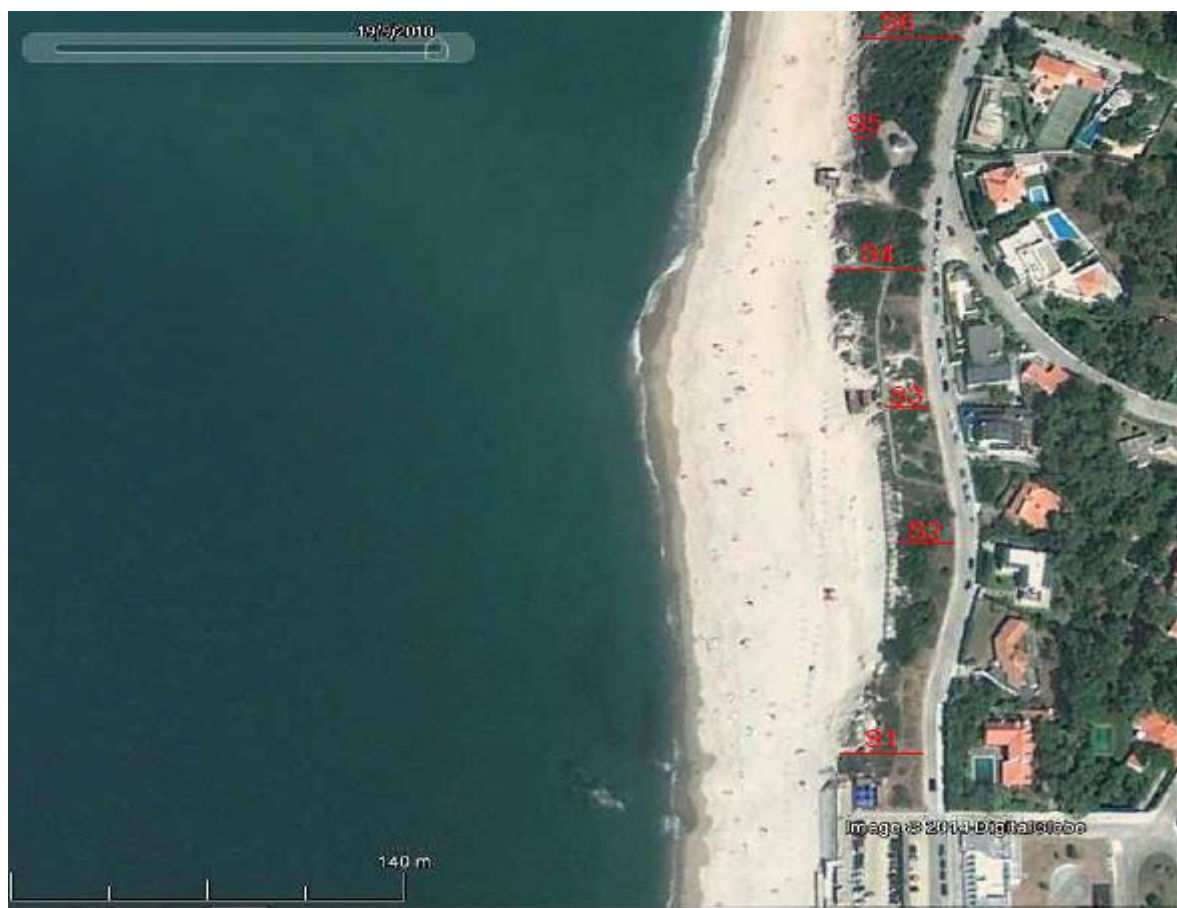


Figura A1.6 – Secções no cordão dunar, no ano de 2010.

As secções medidas no ano de 2014, apresentadas na secção 3.2.9, foram obtidas através de uma ida ao local em Fevereiro de 2014. Note-se que devido à forte vegetação em determinadas secções, algumas destas não foram obtidas e consequentemente não foram analisadas.

Anexo 2

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Neste Anexo 2, é apresentado o levantamento topográfico do local de intervenção em Moledo do Minho, realizado pela Câmara Municipal de Caminha, o qual tinha como intuito o início dos trabalhos de reconstrução dunar no ano de 2011.

O levantamento topográfico foi concedido no Projecto de Execução da obra em cilindros de geossintéticos em Moledo do Minho, (Velooso Gomes e das Neves, 2011). Este representa em planta todos os pontos notáveis, assim como todos os acidentes geográficos e outros pormenores de relevo da zona de intervenção. Não há qualquer informação sobre a natureza das cotas medidas no levantamento, ou seja, se estão medidas a partir do plano de referência do nível mais baixo do nível da água do mar, ou em referência ao Zero Topográfico. Na Figura 2.1 encontra-se representado o levantamento topográfico, a escala 1/1000.

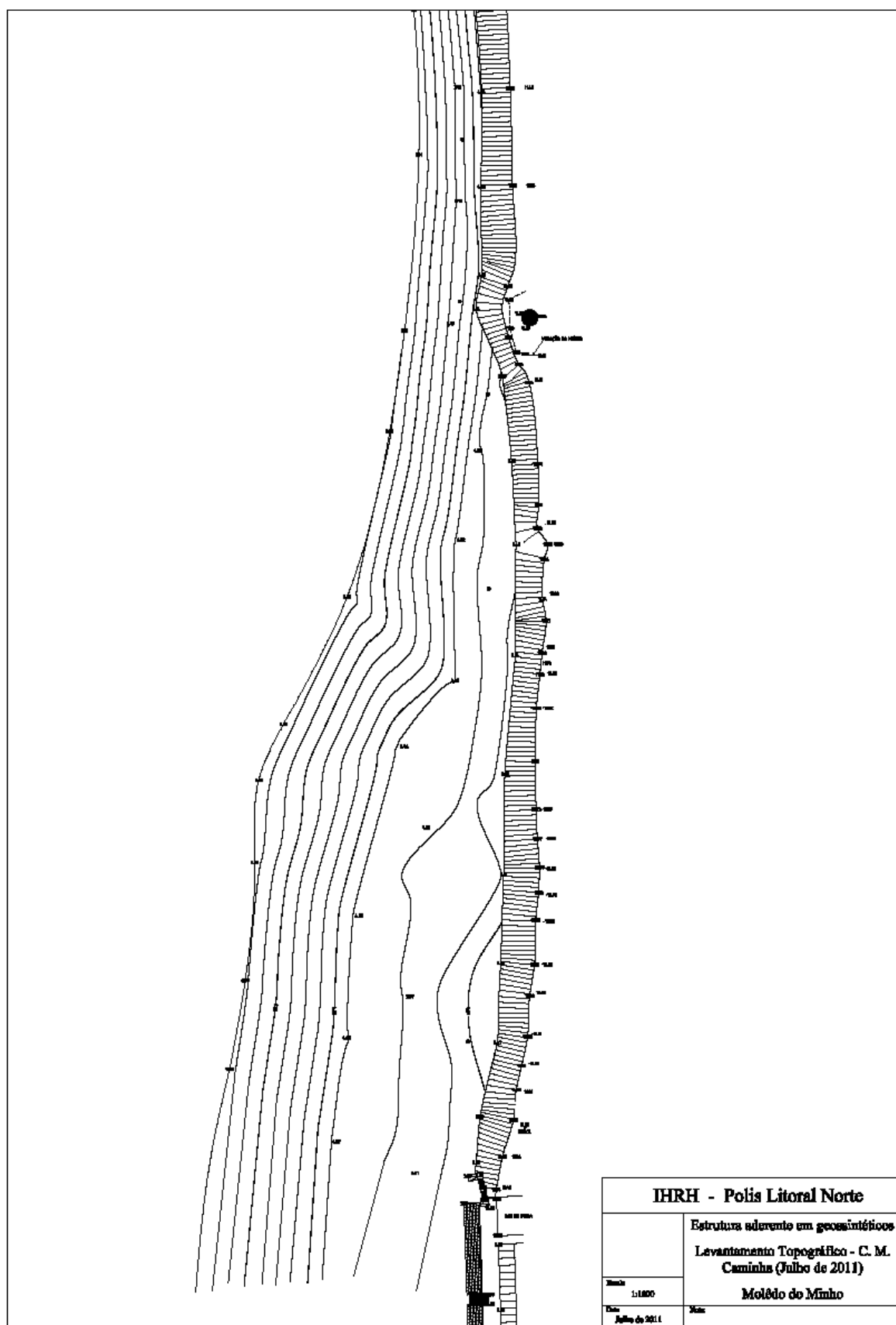


Figura A2.1 – Levantamento Topográfico

Anexo 3

IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA

Neste Anexo 3, é representado a planta de implantação da estrutura em cilindros de geossintéticos na zona de intervenção em Moledo do Minho. Esta terá um comprimento de 330m, onde a altura do cilindro será de 3m, após a fase de enchimento e com uma largura de 7m, contudo face à situação no local estas dimensões podem vir a ser alteradas, ou devido a indicações provenientes dos fabricantes e fornecedores do material. A peça desenhada encontra-se na Figura 3.1 e foi obtida através do projeto de execução efetuado por Veloso Gomes e das Neves, 2011.



Figura A3.1 – Peça desenhada da implantação da estrutura na zona de intervenção (Veloso Gomes e das Neves, 201

Anexo 4

PERFIS TRANSVERSAIS

Neste Anexo 4, são apresentados os diferentes perfis da zona de intervenção de Moledo do Minho, sendo que em primeiro lugar se identifica em planta a localização dos 3 diferentes perfis, escolhidos para representar as três secções diferentes dos cerca de 330m da zona de estudo. Posteriormente, é apresentado os perfis-tipo da praia nessas determinadas secções, baseando-se no levantamento topográfico representado no Anexo 2, e consequentemente apresenta as secções transversais da solução em cilindros de geossintéticos, nas mesmas secções.

4.1. PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

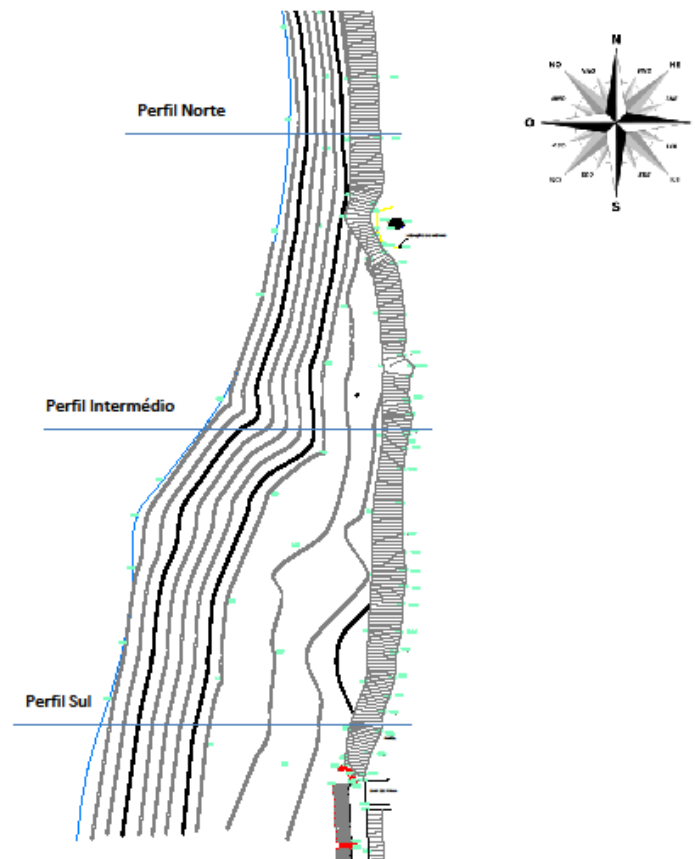


Figura A4.1 – Planta de localização das três secções abordadas.

4.2. PERFIS TIPO DA PRAIA NA ZONA DA INTERVENÇÃO

Baseados no levantamento topográfico da Câmara Municipal de Caminha em 2011, os três perfis encontram-se desatualizados, face as condições atuais da zona, pois a linha de costa tem características que a tornam um local em constante evolução. Os perfis foram executados recorrendo a plataforma informática AutoCad. Os pontos a vermelho, identificam locais de mudança de inclinação.

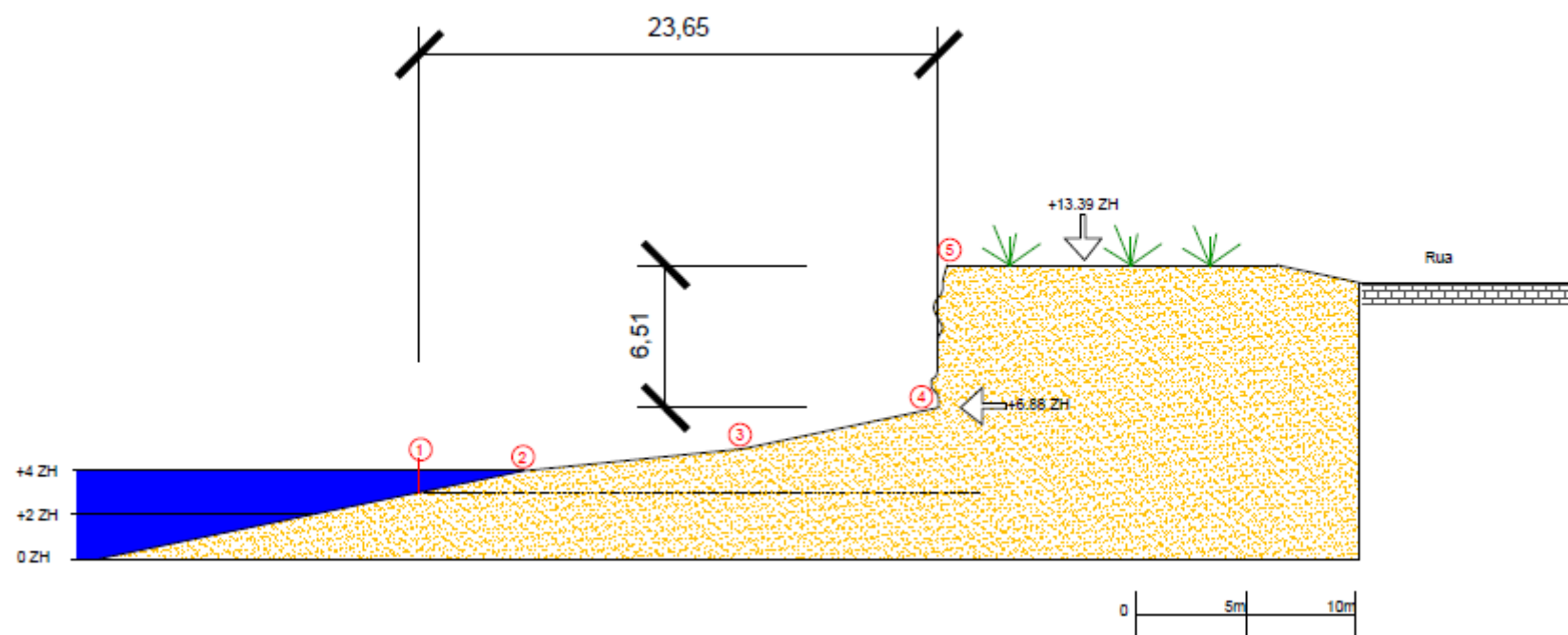


Figura A4.2 – Perfil da Praia na secção Norte.

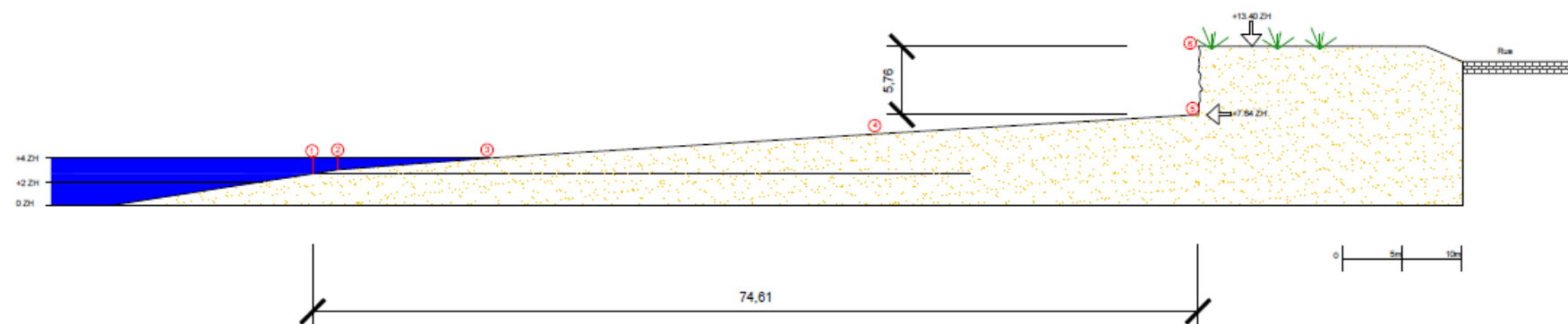


Figura A4.3 – Perfil da Praia na secção Intermédia.

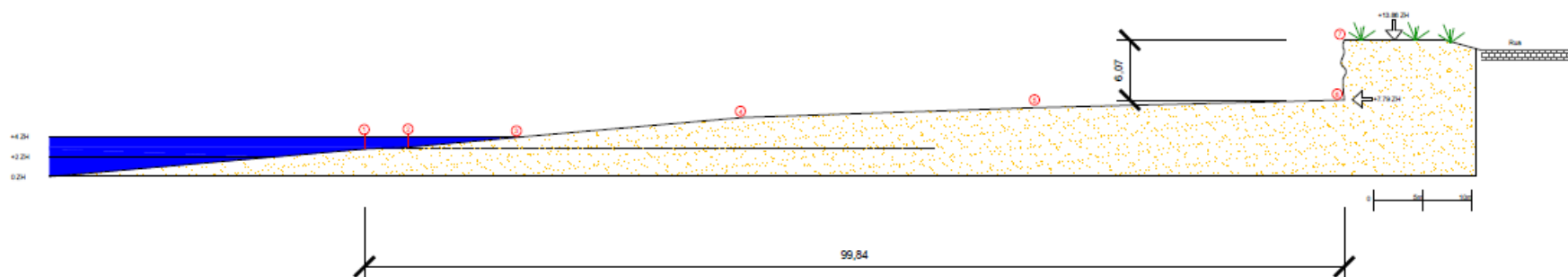


Figura A4.4 – Perfil da Praia na secção Sul.

4.2. PERFIS TIPO DA SOLUÇÃO NA ZONA DA INTERVENÇÃO

Continuamente são apresentados, para as três secções escolhidas anteriormente a posição do cilindro em geossintéticos, em conformidade com o que foi explícito na secção 3.3.2 e no projecto de execução efetuado por Veloso Gomes e das Neves, 2011.

É ainda de salientar que o perfil norte foi o escolhido para a realização do trabalho laboratorial, como explicado em 4.6.2.

Figura A4.5 – Perfil Tipo da Solução na secção Norte.

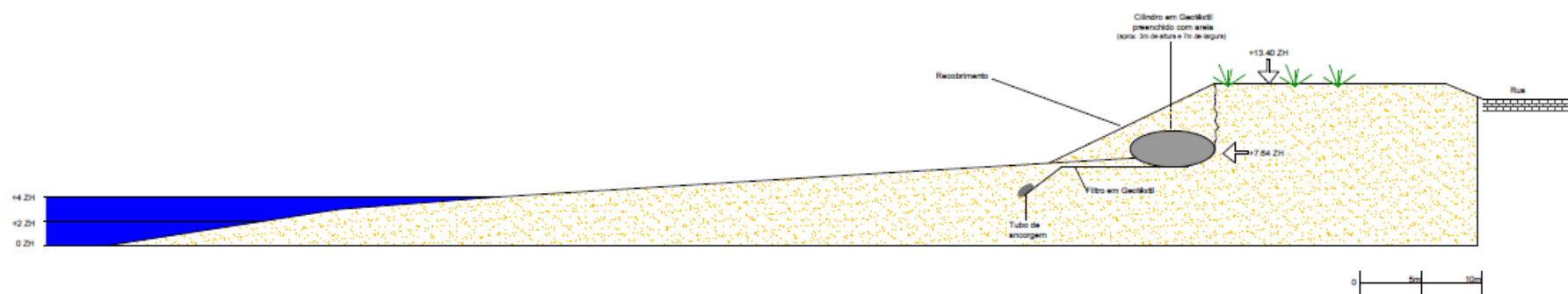


Figura A4.6 – Perfil Tipo da Solução na secção Intermédia.

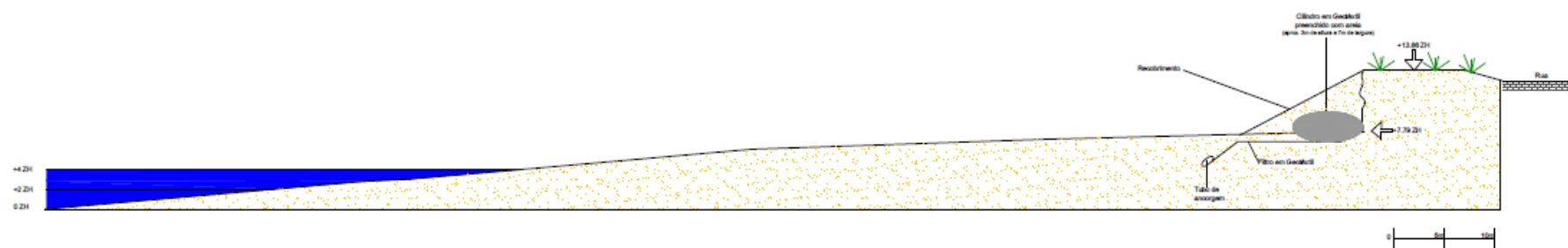


Figura A4.7 – Perfil Tipo da Solução na secção Sul.